28. 1982.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XXVIII (XXXII)

Fasc. 1—4

MŰSZAKI EGYETEM 1949 1982

Secția V

CONSTRUCȚII
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

1982

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XXVIII (XXXII)

Fasc. 1—4

Secția V

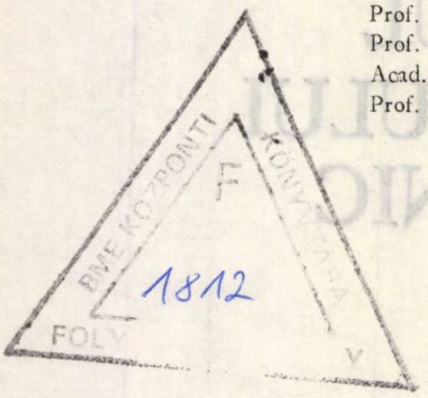
CONSTRUCȚII ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

1982

1989

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. dr. doc. VAL. BLIDARU,
Prof. dr. doc. N. V. BOŢAN
Prof. dr. ing. GH. CAŞLER,
Prof. dr. ing. M. GAFIŢANU (preşedinte),
Prof. dr. P. MĂLCOMETE,
Prof. dr. doc. D. MANGERON,
Prof. dr. ing. T. SILION,
Acad. prof. dr. doc. CR. SIMIONESCU,
Prof. dr. ing. I. VLAD.



COMITETUL DE REDACŢIE AL SECŢIEI
V. CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCŞA
Prof. dr. ing. ANATOLIE MIHUL
Conf. dr. ing. MARCEL PATRAŞ

REDACŢIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON
(redactor responsabil)
Prof. dr. ing. HUGO ROSMAN
(secretar de redacţie)
Conf. dr. ing.
VICTOR-FLORIN POTERAŞU
(secretar adjunct de redacţie)
ECATERINA IRIMIEA
(tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1–4 1982

Secţia V

CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

Pag.

V.-F. POTERAŞU, I. CIONGRANDI, N. MIHALACHE şi C. POPOVICI, Studiu comparativ privind analiza stării de tensiune în elemente structurale, cu metoda elementelor de frontieră, metoda elementelor finite şi rezistenţa materialelor (engl., rez. rom.) 7

N. UNGUREANU şi I. IONESCU, Utilizarea diferenţelor finite H e r m i t e la calculul grinzilor pe mediu elastic (franc., rez. rom.) 11

L. STRAT şi G. ATANASIU, Ductilitatea în regim dinamic a elementelor structurale la număr redus de cicluri (engl., rez. rom.) 17

V.-F. POTERAŞU (R.S. România), G. BARBARO şi V. RUISI (Italia), Proiectarea optimă a unei structuri contravîntuite într-o zonă seismică (ital., rez. rom.) 23

A. MIHUL, Acţiunea uleiurilor minerale asupra betonului, betonului armat şi betonului precomprimat (franc., rez. rom.) 29

GH. NISTOR, Model matematic de evaluare a preciziei vectorului înclinării construcţiilor înalte determinat ciclic prin măsurări topogeodezice (franc., rez. rom.) 37

E. POPA, Calculul coordonatelor punctelor topografice, determinate prin intersecţie laterală, utilizînd calculul vectorial şi numerele complexe (franc., rez. rom.) 45

V. ZAVATI, I. GIURMA şi A. MITROI, Contribuţii la studiul desfăşurării în timp a procesului de colmatare la unele lacuri de acumulare mici şi mijlocii (franc., rez. rom.) 51

N. UNGUREANU şi N. POPOVICI, Structură în arc din elemente prefabricate pentru baraje de corectare a torenţilor (franc., rez. rom.) 57

N. POPOVICI, Aspecte tehnico-economice privind utilizarea unor noi tipuri de baraje de pămînt pentru amenajarea torenţilor (franc., rez. rom.) 61

E. BÂRSAN şi C. IGNAT, Posibilităţi de dimensionare optimă a unui apeduct cu funcţionare gravitaţională alcătuit din tuburi PREMO, după criteriul costului minim de execuţie (engl., rez. rom.) 65

ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU, D. LEU şi D. LOGHIN, Contribuţii la analiza conlucrării reţelei de irigaţie cu conducte sub presiune şi staţia de pompare de punere sub presiune ((franc., rez. rom.) 71

M. LUCA, I. BARTHA şi A. POPIA, Unele caracteristici hidraulice ale ajutajelor de distribuire a apei folosite în microirigaţie (engl., rez. rom.) 75

I. GIURMA şi V. TOBOLCEA, Simularea matematică a colmatării lacurilor de acumulare (engl., rez. rom.) 81

I. DRAGOŞ şi CH. POPESCU, Capacitatea plantelor de trifoi de a valorifica apa freatică de la diferite adîncimi (rom., rez. franc.) 85

CH. POPESCU şi I. DRAGOŞ, Valorificarea apei freatice, de la diferite adîncimi, de către sfecla de zahăr (franc., rez. rom.) 93

I. ŞERBĂNOIU şi V. HAGIU, Determinarea numărului de sectoare pe nivel la construcţii din panouri mari (franc., rez. rom.) 97

RECENZII 101

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXVIII (XXXII), Fasc. 1–4 1982

Section V

CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pp.

V.-F. POTERAŞU, I. CIONGRADI, N. MIHALACHE and C. POPOVICI, Comparative Study Concerning the State Stress Analysis in Structural Elements by Means of BIEM, FEM and Strength of Materials (English, Romanian summary) 7

N. UNGUREANU et I. IONESCU, L'emploi des différences finies Hermite dans le calcul des poutres appuyées sur milieu élastique (French, Romanian summary) 11

L. STRAT and G. ATANASIU, Dynamic Ductility of Structural Members at Low Cycle Fatigue (English, Romanian summary) 17

V.-F. POTERAŞU (R.S. Romania), G. BARBARO, V. RUISI (Italia), Progettazione ottimale di strutture irrigidite in zona sismica (Italian, Romanian summary) 23

A. MIHUL L'action des huiles minérales sur le béton, le béton armé et le béton précontraint (French, Romanian summary) 29

GH. NISTOR, Modèle mathématique pour l'évaluation de la précision du vecteur de l'inclinaison des constructions hautes, cycliquement déterminé, en employant des mesures topogéodésiques (French, Romanian summary) . . 37

E. POPA, Le calcul des coordonnées des points topographiques, déterminés par intersection latérale, en utilisant le calcul vectoriel et les nombres complexes (French, Romanian summary) 45

V. ZAVATI, I. GIURMA et A. MITROI, Contributions à l'étude du déroulement dans le temps du processus de colmatage au cas de certains lacs petits et moyens (French, Romanian summary) 51

N. UNGUREANU et N. POPOVICI, Une structure en arc des éléments préfabriqués pour les barrages utilisés dans l'aménagement des torrents (French, Romanian summary) 57

N. POPOVICI, Quelques aspects techniques et économiques concernant la mise en pratique de nouveaux types de barrages en terre pour l'aménagement des torrents (French, Romanian summary) 61

E. BÂRSAN and C. IGNAT, Optimal Design Possibilities of an Aqueduct with Gravity Flow Made up of PREMO Tubes, after Minimum Construction Cost Criterion (English, Romanian summary) 65

ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU, D. LEU et D. LOGHIN, Contributions à l'analyse de la coopération d'irrigation avec conduits sous pression et la station de pompage de mise sous pression (French, Romanian summary) . . . 71

M. LUCA, I. BARTHA and A. POPIA, Some Hydraulic Characteristics of the Nozzles Used in Trickle Irrigation (English, Romanian summary) . . . 75

I. GIURMA and V. TOBOLCEA, Mathematical Simulation of Reservoirs Silting (English, Romanian summary) 81

I. DRAGOŞ et CH. POPESCU, La capacité des plantes de trèfle de valorifier l'eau phréatique aux diverses profondeurs (Romanian French, summary) . . 85

CH. POPESCU et I. DRAGOŞ, Mise en valeur de l'eau phréatique des diverses profondeurs, par la betterave à sucre (French, Romanian summary) 93

I. ŞERBĂNOIU and V. HAGIU, La détermination du nombre des secteurs sur niveau dans les constructions de grandes panneaux (French, Romanian summary) 97

BOOK REVIEWS 101

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXVIII (XXXII), Вып. 1—4 1982

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТЕРАШУ, И. ЧОНГРАДИ, Н. МИХАЛАКЕ и К. ПОПОВИЧ, Сравнительное исследование анализа напряженного состояния строительных элементов методами граничных элементов, конечных элементов и сопротивления материалов (англ., рез. рум.) 7

Н. УНГУРЯНУ и И. ИОНЕСКУ, Использование конечных разностей Гермита для расчета балок на упругом основании (франц., рез. рум.) 11

Л. СТРАТ и Г. АТАНАСИУ, Динамическая пластичность стержневых структур для органиченном числом циклов вибрации (англ., рез. рум.) 17

В.-Ф. ПОТЕРАШУ (С.Р. Румыния), Г. БАРБАРО и В. РУИСИ (Италия), Оптимальное проектирование структур с ветровой связью в сейсмической зоне (итал., рез. рум.) 23

А. МИХУЛ, Действие минеральных масел на поведение бетона, железобетона и предварительного-напряженного бетона (франц., рез. рум.) 29

Г. НИСТОР, Математический модель оценки точности вектора крена высотных сооружений определяемый цикличными при помощи топогеодезических измерений (франц., рез. рум.) 37

Е. ПОПА, Вычисление координат топографических точек определенных боковым пересечением при помощи векторного исчисления и комплексных чисел (франц., рез. рум.) 45

В. ЗАВАТИ, И. ДЖУРМА и А. МИТРОЙ, Вклады по изучению развертывания по времени процесса заболачивания малых и средних водохранилищах (франц., рез. рум.) 51

Н. УНГУРЯНУ и Н. ПОПОВИЧ, Арочные строение за плотины для регулирования селевых потоков, построенные из бетонных полуфабрикатов (франц., рез. рум.) 57

Н. ПОПОВИЧ, Технико-экономические вопросы использования новых типов земляных платин для селевых потоков (франц., рез. рум). 61

Э. БЫРСАН и К. ИГНАТ, Способы для оптимального определения гравитационного водопровода созданы из PREMO трубы, по критерию минимального цены строительства (англ., рез. рум.) . . . 65

ШТ. ПОПЕСКУ, О. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Д. ЛЕУ и Д. ЛОГИН, Некоторые вопроса совместного функционирования оросительных сетей с подземными трубами и напорными насосными станциями (франц., рез. рум.) 71

М. ЛУКА, И. БАРТА и А. ПОПИА, Некоторые гидравлические характеристики распредительных насадок воды используемой для капельного орошения (англ., рез. рум.) 75

И. ДЖУРМА и В. ТОБОЛЧЯ, Математическое моделирование кольматаж резервуаров (англ., рез. рум.) 81

И. ДРАГОШ и К. ПОПЕСКУ, Способность слевера усваивать грунтовую воду на различных глубинах (рум., рез. франц.) 85

К. ПОПЕСКУ и И. ДРАГОШ, Использование сахарной сфесклый подземных вод разных глубин (франц., рез. рум.) 93

И. ШЕРБЭНОЮ и В. ХАДЖИЮ, Расчет количества этажных секторов крупно панелных тилых домов (франц., рез. рум.) 97

РЕЦЕНЗИИ 101

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 531.2

COMPARATIVE STUDY CONCERNING THE STATE STRESS ANALYSIS IN STRUCTURAL ELEMENTS BY MEANS OF BIEM, FEM AND STRENGTH OF MATERIALS

BY

VICTOR-FLORIN. POTERAŞU, I. CIONGRADI, NICU MIHALACHE and C. POPOVICI

1. Introduction

State plane stress analysis in structural elements is determined by many numerical and analytical methods, namely : a) difference meshes method, b) finite element method, c) trigonometric series method.

In this paper we make a comparative study for the stress state of a elastic linear beam by BIEM, FEM and strength of materials methods. The first and the second method utilises the computer programs.

2. The Boundary Integral Element Method

The boundary integral method is founded on the displacement method in elasticity theory. In this computational method the boundary of the domain is discretized in many elements. For each element is found a potential function u which generates the stresses in some conditions :

$$\Delta\Delta u(x, y)=0. \tag{1}$$

The value of u for an element is given by the knot division values and the constant, linear or higher-order interpolation functions. In this paper are utilised the constant interpolation functions. The boundary of the domain in state plane stress (Fig. 1) is discretized in n elements.

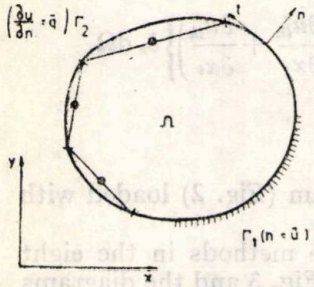


Fig. 1

The virtual displacements principle in linear elastic domain for the i-th knot of each element lead to :

$$cu^i+\int_\Gamma p^*u\,d\Gamma=\int_\Gamma u^*p\,d\Gamma+\int_\Omega u^*b\,d\Omega, \tag{2}$$

where : $u^i=\begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix}$ — the displacement vector at

the i-th knot in the x, y direction; $p=\begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix}$ — the load components in the x, y directions; $b=\begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \end{Bmatrix}$ — the body force components in the x, y directions; $u^*=\begin{bmatrix} u_{xx} & u_{xy} \\ u_{yx} & u_{yy} \end{bmatrix}$ — the matrix coefficients u_{lk}—the displacement in k direction due to unit concentrated load at the i-th knot in the l direction; $p^*=\begin{bmatrix} p_{xx} & p_{xy} \\ p_{yx} & p_{yy} \end{bmatrix}$ — the matrix coefficients p_{lk}—the traction in the k direction due to unit force acting in the l direction.

If the relation (2) is written for each boundary elemen: we obtain a linear algebraic system with n equations. The unknowns are the displacements knot functions of the boundary elements. The system is given by

$$AX=F. \tag{3}$$

With these values it is possible to determine the stresses and the displacements in the interior points of the domain by means of the relation

$$u^i=\int_\Gamma u^* p \, d\Gamma-\int_\Gamma p^* u \, d\Gamma+\int_\Omega b u^* d\Omega, \tag{4}$$

or the displacement point i acting in the direction l:

$$u_i^i=\int_\Gamma u_{ik}^* p_k \, d\Gamma-\int_\Gamma p_{ik}^* u_k \, d\Gamma+\int_\Omega b_k u_{ik}^* \, d\Omega. \tag{5}$$

The strains of the domains points are given by

$$\varepsilon_{il}=\frac{\partial u_l^i}{\partial x_l}. \tag{6}$$

By using the Hooke's physical relations we obtain the stresses

$$\sigma_{ij}=\int_\Gamma\left\{\frac{2G\nu}{1-2\nu}\Delta_{ij}\frac{\partial u_{lk}^*}{\partial x_l}+G\left(\frac{\partial u_{ij}^*}{\partial x_j}+\frac{\partial u_{jk}^*}{\partial x_i}\right)\right\}p_k \, d\Gamma-\int_\Gamma\left\{\frac{2G\nu}{1-2\nu}\Delta_{ij}\frac{\partial p_{lk}^*}{\partial x_l}+\right. \tag{7}$$

$$\left.+G\left(\frac{\partial p_{jk}^*}{\partial x_j}+\frac{\partial p_{jk}^*}{\partial x_i}\right)\right\}u_k \, d\Gamma+\int_\Omega\left\{\frac{2G\nu}{1-2\nu}\Delta_{ij}\frac{\partial u_{lk}^*}{\partial x_l}+G\left(\frac{\partial u_{ik}^*}{\partial x_j}+\frac{\partial u_{jk}^*}{\partial x_i}\right)\right\}b_k \, d\Omega.$$

3. Numerical Exemple

We make the study of a cantilever elastic beam (Fig. 2) loaded with a concentrated force in the free end ($P=666$ daN).

The normal stresses calculated by these three methods in the eight points are given in Table 1, the difference meshes in Fig. 3 and the diagrams in Fig. 4.

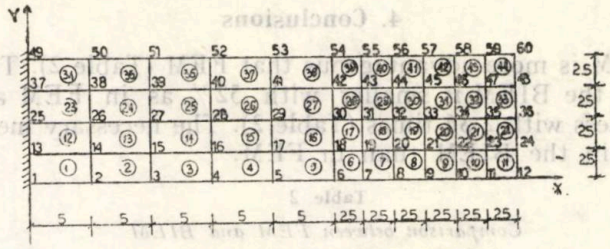


Fig. 2. — Discretization in BIEM.

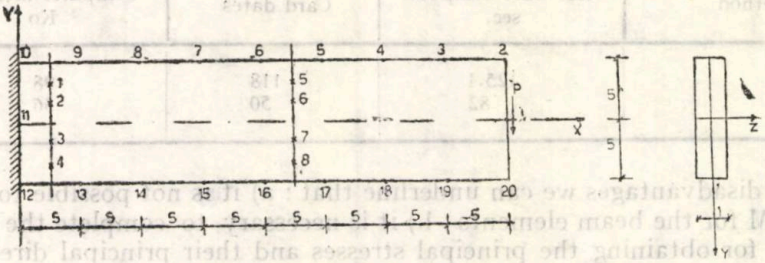


Fig. 3. — Discretization in FEM.

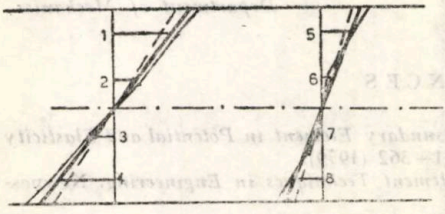


Fig. 4. — Diagrams of normal stresses (σ_x) :
—— strength of materials values ;
– – – FEM values ;
—— BIEM values.

After the comparison between the methods it results that the values given by the strength of materials are greater that those obtained with FEM and the values obtained by BIEM are greater that those given by strength of materials because are treated only the constant interpolation functions.

The same BIEM method with the use of linear interpolation functions increasing the computational accuracy (errors under 2%) will be presented in a future paper.

Table 1

The Normal Stresses Values σ_x [daN/cm]

Points	FEM	SM	BIEM	FEM / SM	BIEM / SM
1	1 030	1 123	1 271	91.7	113.1
2	329	375	392	87.7	104.5
3	−329	−375	−185	87.7	49.3
4	−1 030	−1 123	−1 271	91.7	113.1
5	477	524	669	91.0	127.6
6	162	175	92	92.5	52.5
7	−162	−175	−92	92.5	52.5
8	−477	−524	−671	91.0	128.0

4. Conclusions

The BIEM is more advantageous that FEM (Table 2). The real computer time for the BIEM is smaller with 52% as in FEM and the card dates are still less with 2.36 times (Table 2). The necessary memory is also much smaller in the BIEM than in FEM.

Table 2

Comparison between FEM and BIEM

Method	Real time computer sec.	Card dates	Computer memory Ko
FEM	125.1	118	98
BIEM	82	50	36

As disadvantages we can underlinè that : a) it is not possible to apply the BIEM for the beam elements ; b) it is necessary to complete the BIEM program for obtaining the principal stresses and their principal directions.

Received, December 10, 1982

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Mechanics

REFERENCES

1. Alarcon E., Martin A., Paris F., *Boundary Element in Potential and Elasticity Theory*. Computers Structures, **10**, 351–362 (1979).
2. Brebbia C.A., Walker S., *Boundary Element Techniques in Engineering*. Newnes-Butterworths, 1980.
3. Brebbia C.A., Ferrante A.J., *Computational Methods for the Solutions of Engineering Problems*. C.M.L. Publ., Southampton, 1979.
4. Brebbia C.A., Ed. *Boundary Element Methods*. Proc. of the Third Intern. Seminar, Irvine, California, July 1981.
5. Portela A., Romaozinho T., *Topicos sobre o metodo das elementos de fronteira*. Laboratorio Nacional de Engeharia Civil, Lisboa, Setembro, 1979.

STUDIU COMPARATIV PRIVIND ANALIZA STĂRII DE TENSIUNE ÎN ELEMENTE STRUCTURALE, CU METODA ELEMENTELOR DE FRONTIERĂ, METODA ELEMENTELOR FINITE ŞI REZISTENŢA MATERIALELOR

(Rezumat)

Se analizează comparativ, prin metoda elementelor de frontieră, metoda elementului finit şi rezistenţa materialelor, starea de tensiune într-o secţiune dată. Se evidenţiază avantajele metodei elementelor de frontieră comparativ cu celelalte metode.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 531.2 ; 624.07

L'EMPLOI DES DIFFÉRENCES FINIES HERMITE DANS LE CALCUL DES POUTRES APPUYÉES SUR MILIEU ÉLASTIQUE

PAR
N. UNGUREANU et IULIAN IONESCU

1. Introduction

Le calcul des poutres appuyées sur milieu élastique, à l'aide des procédés analytiques, est souvent très laborieux et c'est pour cela que dans les calculs on utilise des procédés simplifiés, qui s'éloignent beaucoup de la réalité.

Pour les poutres appuyées sur milieu élastique avec section variable en longueur, sauf quelques cas particuliers, on ne dispose pas de procédés analytiques. Pour ces raisons on a utilisé souvent les méthodes numériques, la méthode des différences finies étant la plus fréquemment utilisée.

Dans ce qui suit, pour obtenir une meilleure précision pour un nombre réduit de points de division résultés de la discrétisation, on emploie des expressions en différences finies de type Hermite. On développe cette technique pour des poutres avec section variable ou/et avec un coefficient de lit variable le long de la poutre ; toutefois on analyse l'effet de la force tranchante sur les déformations.

2. Considérations sur l'équation différentielle de l'axe déformé des poutres appuyées sur milieu élastique

On analyse les poutres appuyées sur milieu élastique solicitées au fléchissement, le plan des forces étant aussi un plan de symétrie. La pression réactive du milieu (r') doint être considérée proportionnelle à la flèche (v), $r' = k'v$, et pour l'entière largeur (b) d'appui : $r = br' = k'bv = kv$, où k' est le coefficient de rigidité du milieu.

En général on considère que autant k' que b peuvent être variables.

Pour l'étude des poutres appuyées sur milieu élastique on emploie l'équation différentielle de l'axe déformé au fléchissement :

$$\frac{d^2v}{dx^2} = -\frac{M_z}{EI_z}, \tag{1}$$

où M_z est le moment fléchissant dans une section quelconque, E—le module d'élasticité de la poutre, I_z—le moment d'inertie de la section transversale de la poutre (le plan de fléchissement est xOy).

On emploie aussi la relation de liaison entre $r(x)$ et $v(x)$:

$$r(x)=k(x)v(x). \tag{2}$$

Si le rapport $l/h<5$ (l étant la longueur de la poutre et h la hauteur de la section), on recommande à prendre en considération l'effet de la force tranchante sur les déformations ; dans ce cas l'équation différentielle de l'axe déformé est :

$$\frac{d^2v}{dx^2}=-\frac{M_z}{EI_z}+\frac{d}{dx}\left(\frac{k_T T}{GA}\right)=-\frac{M_z}{EI_z}+\frac{k_T T}{G}\frac{d}{dx}\left(\frac{1}{A}\right)-\frac{k_T}{GA}p, \tag{3}$$

où T est la force tranchante de la poutre, G—le module de cisaillement de la poutre, A—la section transversale et k_T—coefficient de forme de la section.

Le coefficient de rigidité du milieu, $k(x)$, peut être variable le long de la poutre selon une loi analytique, confirmée expérimentalement, ou bien selon une courbe expérimentale donnée par des valeurs pour une série de points (fig. 1 *c*).

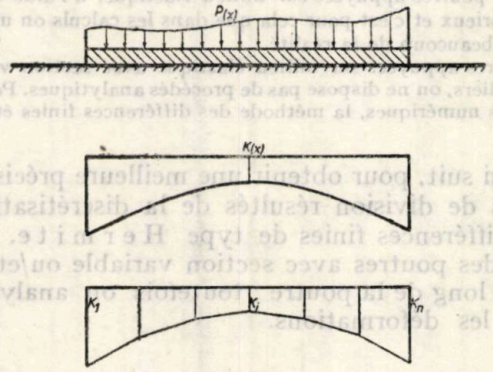


Fig. 1

De même, si l'on admet que le coefficient de rigidité du milieu varie par rapport à la rigidité de la poutre, comme par exemple dans les cas des terrains, selon la relation proposée par Guersevanov;

$$k'=0{,}28\sqrt[3]{\frac{E_0^4}{1-\nu_0^2}\cdot\frac{b}{EI_z}}, \tag{4}$$

alors dans le cas des poutres qui ont une rigidité variable même le coefficient k' du terrain varie conformément à la relation (4). Dans le cas d'une largeur d'appui variable il y aura une modification autant pour I_z que pour $k=k'b$ (E_0 et ν_0 sont le module de déformation et le coefficient de Poisson du terrain).

Tous les aspects ennoncés ci-dessus peuvent être inclus dans les équations différentielles (1) et (3) par I_z, A et par M_z et T_y, qui contiennent les réactions du milieu et implicitement le mode de variation de la rigidité de celui-ci.

3. Solution par différences finies

Pour les équations différentielles (1) et (3) on emploie des solutions numériques à l'aide des différences finies. Dans ce cas on réalise sur la poutre une division avec le pas $\lambda = l/n$, où n est le nombre des intervalles.

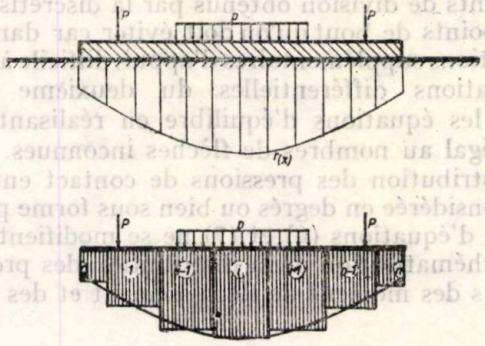


Fig. 2

La distribution continue des réactions (fig. 2 *b*) est remplacée par une distribution en degrés, le nombre des valeurs inconnues (le nombre des degrés étant égal à celui des points de division). Ces valeurs peuvent être exprimées en fonction des flèches inconnues.

La distribution admise pour les pressions réactives permet à exprimer les moments fléchissants et les forces tranchantes d'une manière explicite dans chaque section de la poutre et donc aussi dans les points de division dans lesquels on effectue la transcription en différences finies des équations différentielles (1) et (3).

Pour exprimer en différences finies les équations différentielles (1) et (3) on emploie la suivante forme due à Hermite:

$$v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1} = \frac{\lambda^2}{12}(v''_{i-1} + 10v''_i + v''_{i+1}), \tag{5}$$

où v'' sont les valeurs des dérivées du deuxième ordre de la fonction des flèches v.

L'équation différentielle (1) devient, en différences finies et en employant la forme Hermite (5), de la forme:

$$v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1} = \frac{\lambda^2}{12E}\left(\frac{M_{i-1}}{I_{i-1}} + 10\frac{M_i}{I_i} + \frac{M_{i+1}}{I_{i+1}}\right), \quad (i = 2, 3, \ldots, n-1). \tag{6}$$

En même temps l'équation différentielle (3) devient, en différences finies:

$$v_{i-1} - 2v_i + v_{i+1} = -\frac{\lambda^2}{12E}\left(\frac{M_{i-1}}{I_{i-1}} + 10\frac{M_i}{I_i} + \frac{M_{i+1}}{I_{i+1}}\right) + \tag{7}$$

$$+ \frac{\lambda^2}{12}\cdot\frac{k_T}{G}\left(\frac{T_{i-1}}{A_{i-1}}\eta_{i-1} + 10\frac{T_i}{A_i}\eta_i + \frac{T_{i+1}}{A_{i+1}}\eta_{i+1}\right) - \frac{\lambda^2}{12}\cdot\frac{k_T}{G}\left(\frac{p_{i-1}}{A_{i-1}} + \frac{p_i}{A_i} + \frac{p_{i+1}}{A_{i+1}}\right).$$

Les coefficients η_i peuvent être définis comme le rapport entre la dérivée de l'aire de la section transversale et l'aire de la section transversale proprement-dite. Ils peuvent être déterminés si l'on connait le mode de variation de l'aire en fonction de x.

Les équations en différences finies de la forme (6) ou (7) doivent être écrites dans les points de division obtenus par la discrétisation de la poutre, à l'exception des points de bout qu'on doit éviter car dans ces points interviennent des conditions supplémentaires d'appui, difficile à formuler lorsqu'on emploie des équations différentielles du deuxième ordre ; en même temps on ajoute les équations d'équilibre en réalisant ainsi un nombre total d'équations égal au nombres de flèches inconnues.

La loi de distribution des pressions de contact entre la poutre et le terrain peut être considérée en degrés ou bien sous forme polygonale (Fig. 3).

Les systèmes d'équations (6) et (7) ne se modifient que formellement par rapport à la schématisation de la distribution des pressions de contact, mais les expressions des moment de fléchissement et des forces tranchantes se modifient.

Fig. 3

Les moments de fléchissement, les forces tranchantes et les intensités des forces distribuées dans les points de division doivent être écrites sous forme de sommes de deux termes (en employant la superposition des effets) en représentant l'effet des forces actives et respectivement celui des pressions de contact ; ainsi, pour un point générique i on peut écrire :

$$M_i = M_{ia} + M_{ir},\ T_i = T_{ia} + T_{ir},\ p_i = p_{ia} + p_{ir} = p_{ia} - kv_i.$$

Pour une distribution en degrés des réactions du terrain, T_r et M_r ont la forme :

$$(8)\quad \begin{cases} T_{0r} = 0,\quad T_{ir} = \lambda \sum_0^i k_j v_j - \dfrac{\lambda}{2}(k_0 v_0 + k_i v_i), \\ M_{0r} = 0,\quad M_{ir} = \lambda^2 \sum_0^i (i-j) k_j v_j - \dfrac{1}{2} k_0 v_0 \left(i + \dfrac{1}{4}\right)\lambda^2 + \dfrac{1}{8}\lambda^2 k_i v_i. \end{cases}$$

Pour une distribution polygonale des réactions du terrain T_r et M_r deviennent :

$$(9)\quad \begin{cases} T_{0r} = 0,\quad T_{ir} = \lambda \sum_0^i k_j v_j - \dfrac{\lambda}{2}(k_0 v_0 + k_i v_i), \\ M_{0r} = 0,\quad M_{ir} = \lambda^2 \sum_0^i (i-j) k_j v_j - \dfrac{\lambda^2}{2}\left(i + \dfrac{1}{3}\right) k_0 v_0 + \dfrac{\lambda^2}{6} k_i v_i. \end{cases}$$

Pour ces deux modes de distribution des pressions de contact les expressions des forces tranchantes correspondantes sont identiques et celles des moments fléchissants diffèrent seulement par les termes des extrémités.

Les forces tranchantes T_{ia} et les moments de fléchissement M_{ia} dépendent des charges qui agissent sur la poutre.

Le nombre d'équations ayant la forme (6) et (7) est plus petit de deux unités que le nombre des inconnues — flèches et c'est pour cela qu'on ajoute les équations d'équilibre statique.

L'équation d'équilibre représentant la projection des forces sur la normale à l'axe de la barre, doit être écrite sous la forme :

$$(10) \qquad \lambda \sum_0^n k_j v_j - \frac{\lambda}{2}(k_0 v_0 + k_n v_n) - \sum \text{ des forces actives } = 0.$$

L'équation des moments par rapport au point n dépend de la distribution admise pour les pressions de contact, à savoir :

a) pour la distribution en degrés :

$$(11) \qquad \lambda^2 \sum_0^n (n-j) k_j v_j - \frac{\lambda^2}{2} \cdot \frac{4n+1}{4} k_0 v_0 + \frac{\lambda^2}{8} k_n v_n + \mathcal{M}_{an} = 0 ;$$

b) pour la distribution polygonale :

$$(12) \qquad \lambda^2 \sum_0^n (n-j) k_j v_j - \frac{\lambda^2}{2} \cdot \frac{3n+1}{3} k_0 v_0 + \frac{\lambda^2}{6} k_n v_n + \mathcal{M}_{an} = 0,$$

où $\mathcal{M}_{an}$ est le moment fléchissant des forces actives par rapport à la section n.

Par la solution du système d'équations de la forme (6) ou (7) on obtient les déplacements v dans les points de division et en employant les relations déjà écrites on détermine les pressions de contact, les forces tranchantes et les moments de fléchissement de la poutre dans les sections correspondantes aux points de division.

4. Exemple numérique

On considère une traverse de la voie d'une grue, réalisée en béton ayant la longaeur $4a$ ($a = 1$ m), avec la section rectangulaire $h = 300$ mm, $b = 400$ mm ; le module d'élasticité du béton $E = 2.10^4$ N/mm^2. Les rails sont disposées symétriquement par rapport au milieu de la traverse à la distance de $2a$ et par elles se transmettent les forces $P = 200$ kN. Le coefficient de rigidité du terrain a la valeur $k' = 0{,}4$ N/mm^3.

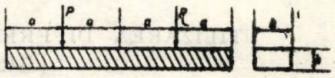


Fig. 4

On a déterminé les déplacements dans le point 0, 1, 2, en employant la méthode des paramètres dans l'origine et la méthode des différences finies dans les variantes : différences simples et différences finies Hermite à chaque variante, en considérant la distribution des pressions sur terrain en degrés et polygonale ; les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 1.

Tableau 1

Méthode de calcul / Déplacements mm	Méthode des paramètres dans l'origine	Différences finies centrales		Différences finies Hermite	
		Distribution des pressions réactives			
		En degrès	Polygonales	En degrès	Polygonales
v_0	5,264	4,770	4,116	4,879	4,772
v_1	6,491	6,837	6,853	6,724	6,755
v_2	6,548	6,554	6,577	6,675	6,717

5. Conclusions

De l'exemple analysé il en résulte que pour les poutres avec réaction constante chargées de forces, il n'y a pas de grandes différences entre les quatre variantes de calcul basées sur l'utilisation des différences finies. Par comparaison avec la méthode des paramètres dans l'origine il en résulte des différences plus grandes au déplacement du bout libre, le meilleur rapprochement étant réalisé par les différences finies Hermite, avec des pressions de contact en degrés.

Dans une Note subséquente on présentera des cas de changement, surtout avec des couples, pour lesquels les différences finies Hermite permettent d'obtenir des solutions meilleures.

De même on obtient des résultats meilleurs dans le cas des poutres à section variable, autant que dans le cas de la variation du module de rigidité du terrain, pour lequel, à vrai dire, on ne dispose pas de solutions analytiques.

On remarque, dans le final, le fait que l'on peut prendre en considération aussi l'effet de la force tranchante qui peut être significatif pour les poutres plus courtes.

Reçue le 22 avril 1982

Institut Polytechnique, Jassy, Chaire de Mécanique des Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Gallagher H.R., *Finite Element Analysis Fundamentals*. Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1975.
2. Huebner H.K., *The Finite Element Method for Engineers*. John Wiley & Sons, New-York—London—Sydney—Toronto, 1975.
3. Thadani B., *The Numerical Solution of Second-Ordre Problems in Structural Analysis*. The Structural Engineer, 2 (1966).
4. Ungureanu N., *Asupra unei metode simplificate de calcul a barajelor în arc*. Sess. scient. jubil. de la fac. de Hydrotechnique, 28—29 oct. 1978, s. Constructions hydrotechniques, 106—110.

UTILIZAREA DIFERENȚELOR FINITE HERMITE LA CALCULUL GRINZILOR PE MEDIU ELASTIC

(Rezumat)

Se prezintă unele dezvoltări privind rezolvarea grinzilor pe mediu elastic cu ajutorul diferențelor finite. Se propune folosirea formei Hermite pentru exprimarea în diferențe finite a ecuației diferențiale a axei deformate. Pe această cale se obțin soluții mai bune, cu un număr mai redus de puncte de diviziune, îndeosebi la grinzile cu secțiune variabilă, încărcate cu sarcini complexe și rezemate pe un teren care prezintă coeficientul de rigiditate variabil în lungul elementului liniar.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

DYNAMIC DUCTILITY OF STRUCTURAL MEMBERS AT LOW CYCLE FATIGUE

BY

LUCIAN STRAT and GABRIELA ATANASIU

1. Introduction

Since ordinary designed structures remain elastic during average earthquakes, the behaviour at low cycle fatigue is mainly influenced by the total strain energy developed for a given number of load reversals. For strong seismic shocks, most of structural components behave inelastically, therefore the relationship between the applied loading and the resulting displacements becomes nonlinear. The analytical model is usually described by hysteretic stress — strain curves or force—displacement diagrams, sometimes by moment—curvature relationships (beams and frames). A well known parameter reflecting the ability of a member or of the structure itself to maintain its load carrying capacity in the inelastic range is the ductility.

In what follows, a review of different kinds of ductilities and the connection with low cycle load reversals, corresponding to fatigue cycling are briefly presented.

2. Ductility Ratios

A very large number of experiments aiming to produce significant hysteretic loops has been carried out throughout the last twenty years [1]...[4]. However not all have put clearly into evidence the ductility ratios and the factors related to structural design. Ductility is an essential requirement of a structure in order to survive after a major earthquake. Since the material, the element or the structure itself are able to dissipate postelastic energy, we should quantify at least three types of ductility ratios.

Let us define the most wide-spread types of ductility coefficients:

a) The ductility of the material can be defined as the ratio between the maximum strain ε_m at maximum stress to the strain ε_y at the yield point. This can be expressed as

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} \tag{1}$$

and defines the mechanical properties of the material. A high value of μ_ε characterizes a ductile behaviour; a low value specifies a brittle one. The internal damping is directly related with the ductility ratio. For cyclic loadings, the best definition for ε_m refers to the strain from the beginning of a cycle to the new maximum value.

b) The dynamic ductility of individual members can be evaluated by means of the rotation ductility factor, μ_θ. This will be defined as the

BUDAPESTI MŰSZAKI EGYETEM 1983

ratio between the member's ultimate or maximum rotation capacity θ_m to the rotation θ_y at yield point :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y}. \tag{2}$$

A higher value of μ_θ indicates a better structural ability for redistributing plastic moments. Also it has a close link with the energy absorbing capacity of the system.

c) For cyclic loading, θ_m as for ε_m, will be taken as the total inelastic excursion for a half-cycle. For members having different ultimate capacities in the two opposite directions, the value of μ_θ may also be different. In the case of columns submitted to bending and compression, for reinforced concrete slabs and nonlinear elements, one prefer to define ductility as the ratio between ultimate or maximum displacement, Δ_m, to the equivalent yield deflection Δ_y obtained in the ideally bilinear diagram (Fig. 1), by finding the intersection of the asymptotes to the elastic and ideally-plastic branches:

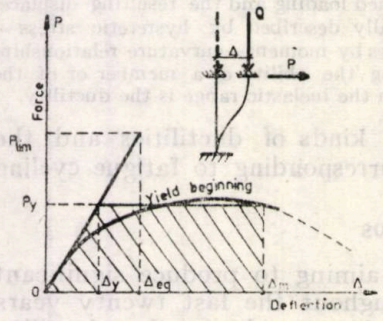


Fig. 1

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}. \tag{3}$$

The force—displacement diagram can be easily replaced through an equivalent elasto-plastic bilinear relationship extended such as the area under the straight line is the same with that beyond the actual curve.

d) For multistoried buildings subjected to repeated lateral loadings with a small number of cycles, occurs the displacement ductility factor, μ_δ, which is related to the horizontal shift or lateral deviation of the frame or subassemblage and has a particular signification in seismic design. This sort of ductility factor is expressed usually as the ratio of the ultimate horizontal displacement δ_m of the structure at a certain level to the displacement δ_y at the yield point, i.e.

$$\mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y}. \tag{4}$$

For cyclic loading δ_m, like ε_m, θ_m and usually Δ_m, will be considered as the total inelastic excursion during a half cycle. Since the determination of δ_y and Δ_y (Fig. 1) cannot be made exactly, varying among different investigators, we suggest to take it as the equivalent yield point (like for separate members) or the beginning of yield at any one point of the structure (Δ_{eq}).

All these factors have a great importance in seismic design. These factors can be related by following inequalities :

$$\mu_\varepsilon > \mu_\theta > \mu_\Delta \geq \mu_\delta. \tag{5}$$

Only for deep members related to the span length, that is for vertical shear walls, experiments indicate factors μ_θ and μ_δ approximately the same [1]. For R.C. beams and columns of usual dimensions, the ratio μ_θ/μ_δ and μ_θ/μ_Δ exceeds unit value, the optimum average value being 1.5 [2].

3. The Variability of Ductility at Low Cycle Fatigue

As it is known, the ductility ratios can be derived by means of hysteretic diagrams obtained for cyclic repeated loading.

3.1. Structural Steel Behaviour

Low carbon steels used in structural members are materials having a high degree of ductility. Ductility factors concerning the material can be obtained from cyclic stress—strain diagrams for mild steel (romanian steels OB 37 and PC 52). Figs. 2 and 3 display the symmetric behaviour of the element and respectively the nonsymmetric test with a strong bias in tension. In the first case, the ductility ratio μ_ε is about 5.5 ; in the second one, due to inelastic strain excursions, it becomes more than ten, reaching in the fifth cycle to 20, sometimes more. In this way, mild steels exhibit a large ductility factor, reliable in aseismic design. Therefore riveted connections are preferable for their large dissipating capacity of energy. Only welded joints may produce a brittle failure in connections, reducing sometimes the large energy absorbing capacity.

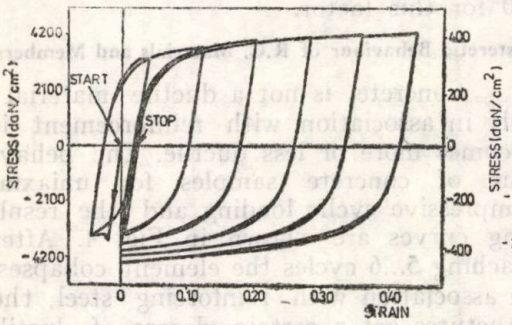


Fig. 2

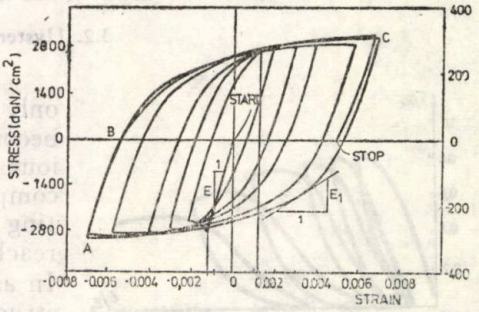


Fig. 3

The member ductility depends not only on the member itself, also on the connecting type. Usually it is difficult to separate both effects. For welded joints the rotations are small ; for bolted ones, the rotations are larger and contribute significantly to the displacement ductility of a member. The values of μ_θ for a large number of steel beams with welded connections show a good performance, resisting several cyclic reversals of load, corresponding to a major earthquake and vary between 5 and 15, depending upon the type of the connection and the applied cyclic loading. The hysteretic loops for bolted joints are different, changing the shape of the load—deflection diagram. The friction on the surfaces, the slip resistance and some plastic strains are the factors interfering in different stages of cyclic loading.

The rotation ductility factor, μ_Δ, for steel columns, has been found following a large scale test on a three storied frame with two spans by means of the large capacity shaking table. The structure has been designed in the idea of a sidesway mechanism of failure with plastic hinges in columns (I shaped rolled members) [3]. The ductility factors were initially 1.5 to 2.5, after five inelastic excursions with a strong bias in tension, they reached 6. The lack of stability accompanying the degrading hindered the achievement of other cycles. Following many investigations on small size subassemblages, we have recommended an upper limit of 3 for the ductility factor μ_Δ in current aseismic design of steel structures without infill panels. The contribution of cladded brickwork in frame structures is a problem not to be dealt in this paper.

In order to appreciate the magnitudes of seismic forces to be used in design, the displacement ductility factor, μ_δ, is of great importance. For determining the structural response to cyclic lateral forces, the structure is approximated as a single degree-of-freedom system. After examining hysteretic loops of different subassemblages of simple and braced frames, especially of a twenty-storied and four bay steel frame, P o p o v et all. [1], [4], [5], have derived the displacement ductility factors for lateral forces. The degrading of the hysteretic loops has been observed. The ductility factor, μ_δ, was more than 12. Stable loops for some *K*-braced frames have been obtained for displacement ductilities up to 6. Afterwards the effect of pinching increased and the hysteretic loops began to deteriorate. Other investigators tested X- and V-braced structures recommending a maximum value of 10 for this factor.

3.2. Hysteretic Behaviour of R.C. Materials and Members

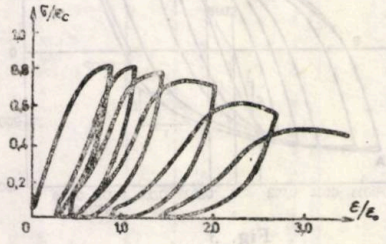


Fig. 4

Concrete is not a ductile material; only in association with reinforcement it becomes more or less ductile. The behaviour of concrete samples for uniaxial compressive cyclic loading and the resulting curves are shown in Fig. 4. After reaching 5...6 cycles the element collapses. In association with reinforcing steel, the structures get a certain degree of ductility, as can be seen from Fig. 3, where the development of inelastic excursions in the tensionned zone due to steel bars, gives evidence about the increased ductility of the structure.

Certain ratios between steel reinforcement in the compressed and in the tensionned zones increase by 30...40% the ductility factors. In some investigations member ductility has been studied by means of rectangular beam tests under cyclic loading, carefully showing influence of fatigue phenomenon [6]. After an initial elastic behaviour, as the number and severity of the applied cycles increased, the loops degraded and became pinched. In the neighbourhood of failure the displacement ductility factor reached to 8 or 10 (Fig. 5). According to the experimental shape of the hysteretic diagram, the idealized model proposed by C l o u g h and al.

based on the envelope approximation can be currently adopted in practical design (Fig. 6). As it can be seen, there is a great difference between this model and the elastic—ideally plastic behaviour assumed in the past.

In the case of cyclic experiments with T-beams, wich are encountered in floors of current buildings, the general shape of the hysteretic cycles was the same, but the displacement ductility ratio attained by these T-beams the order of 6 or 7 in the main direction of bending.

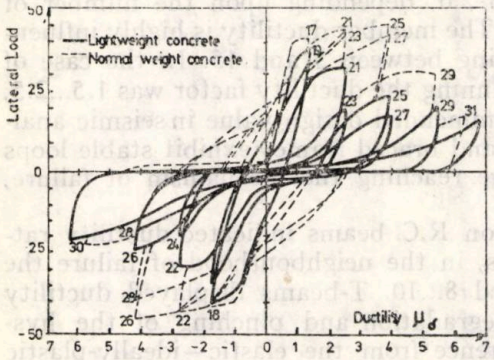


Fig. 5

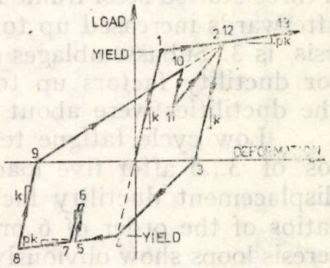


Fig. 6

Short reinforced concrete beams behave quite differently. The loops are severely pinched showing that significantly less energy is being dissipated, per cycle. These diagrams are very different from those of an elastic—ideally plastic response. This is due to shear displacements taking place across the vertical cracks because cyclic fatigue.

For the sake of comparison, Fig. 5 presents also the hysteretic loops for a reinforced lightweight concrete subassemblage at low cycle fatigue. There is an evident difference between the dynamic behaviour of the two kinds of concrete. The lightweight concrete beam column sample begins quite early to spall developing bond failure of reinforcing bars, thus leading to stiffness degradation, as can be seen from Fig. 5. The hysteretic model represented in Fig. 6 covers the main requirements of the behaviour at dynamic actions of the lightweight concrete structure too.

4. Conclusions

A review of different kinds of ductilities at low cycle fatigue for structural materials, members and subassemblages, is made in the paper. Reference material and test results made for dynamic actions on steel and reinforced concrete elements have been considered with the aim to draw some bounds for the ductility factors. Depending upon the considered hysteretic loop distinction can be made among four types of ductility ratios. For all types of ductilities, ε_m, θ_m, Δ_m and δ_m are considered as the total inelastic excursion during a half cycle.

As for the displacement or rotation at the yield point, the beginning of yield or the equivalent conventional point obtained by equating the absorbed energy with the elastic strain energy can be used, although still

controversial, by many investigators. The currently used values are ε_y, θ_y, Δ_y and respectively δ_y.

The variability of ductility factors is briefly discussed for structural steel and for reinforced concrete members and structures. For R.C. beams and columns, the ratios μ_θ/μ_δ and μ_θ/μ_Δ have an optimal mean value of 1.5...2.0.

Low carbon steels, possessing a high degree of ductility, display ductility ratios varying from 5.5 to 2.0, depending upon the number of cycles and shape of hysteresis loop. The member ductility is highly influenced by the connecting type, ranging between 5 and 15. In the case of a three storied steel frame in the beginning the ductility factor was 1.5...2.5, afterwards increased up to 6. A recommended design value in seismic analysis is 3. Subassemblages of simple and braced frames exhibit stable loops for ductility factors up to 6; before reaching the mechanism of failure, the ductilities were about 1.2.

Low cycle fatigue tests made on R.C. beams indicated ductility ratios of 3...5 after five loading cycles, in the neighbourhood of failure the displacement ductility factor reached 8...10. T-beams displayed ductility ratios of the order of 6 or 7. The degradation and pinching of the hysteresis loops show obviously the difference from the elastic—ideally-plastic case which is very often assumed in practical design for earthquake forces.

Received, December 1, 1982

Department of Architecture and
Department of Structural Mechanics

REFERENCES

1. Popov E. P., *Seismic Behavior of Structural Subassemblages*. J. of the Struct. Div., ASCE, **106**, *ST 7*, 1451—1474 (1980).
2. Hall W. J., *Current Trends in the Seismic Analysis and Design of Structures and Facilities*. Proc. of Symp. on Eng. for Natural Hazards Protection, Depart. of Civil Eng., Univ. of Illinois, Urbana, Ill., 1978, 147—163.
3. Strat L., *Contribuții privind caracteristicile dinamice ale unor structuri în domeniul liniar și neliniar*. Ph. D. Thesis, Polyt. Inst., Jassy, 1972.
4. Popov E. P., Bertero V. V., *Cyclic Loading of Steel Beams and Connections*. J. of the Struct. Div., ASCE, **99**, *ST 6*, 1189—1204 (1973).
5. Maison B. F., Popov E. P., *Cyclic Response Prediction for Braced Steel Frames*. J. of the Struct. Div., ASCE, **106**, *ST 7*, 1401—1416 (1980).
6. Ma S. Y., Bertero V. V., Popov E. P., *Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams*. Report EERC 76—2, Univ. of California, Berkeley, Calif., May, 1976.

DUCTILITATEA ÎN REGIM DINAMIC A ELEMENTELOR STRUCTURALE LA NUMĂR REDUS DE CICLURI

(Rezumat)

Se prezintă diferitele tipuri de ductilitate care caracterizează comportarea neelastică. la număr redus de cicluri de oscilație a materialelor de construcție, a elementelor și a structurilor, Se discută limitele în care variază factorii de ductilitate la oțelul cu conținut redus de carbone ca și la unele tipuri de structuri încercate dinamic pentru determinarea răspunsului seismic pd parcursul acumulării deformațiilor plastice. Se sintetizează, de asemenea și unele rezultate privin - comportarea la număr redus de cicluri, din punct de vedere al ductilității, a unor grin zi dreptun ghiulare și în T din beton armat, confecționate cu agregat obișnuit și cu agregat ușor.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. IMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.04 ; 550.3

PROGETTAZIONE OTTIMALE DI STRUTTURE IRRIGIDITE IN ZONA SISMICA

VICTOR-FLORIN POTERAŞU, G. BARBARO, V. RUISI

1. Premessa

Nelle strutture da realizzarsi in zona sismica, al fine di aumentarne la resistenza alle azioni orizzontali, si sogliono prevedere adeguati irrigidimenti in punti opportuni.

Generalmente i criteri di ottimizzazione di tali strutture, quale che sia l'obiettivo che si vuole raggiungere, tengono conto delle azioni dinamiche dovute al sisma mediante l'applicazione di „forze statiche equivalenti" ai vari livelli, la cui quantificazione è peraltro stabilita, per le diverse zone sismiche, dalle norme tecniche.

La ripartizione delle azioni ai vari livelli si fa dipendere così esclusivamente dalle masse in gioco, senza tenere conto dell'effettivo andamento della deformazione della struttura, la quale dipende anche dalle rigidezze e dal contenuto di potenza in armoniche dello spettro di risposta del sisma considerato agente (sisma di progetto).

Nella presente nota si affronta il problema della progettazione di una struttura in zona sismica, con l'obiettivo di minimizzare il costo, tenendo conto degli effetti dal sisma mediante l'analisi modale. Il costo della struttura, risultante del costo dei componenti a piè d'opera più quello delle operazioni di assemblaggio, si fà dipendere dal peso degli elementi attraverso coefficienti che tengono conto delle possibili diverse esigenze tecnologiche in fase di produzione e della particolarità di montaggio da essi richiesta.

Si applica quanto esposto a una struttura particolarmente semplice per una immediata verifica.

2. Impostazione del problema

Si abbia una struttura (Fig. 1) costituita da n elementi, con funzione portante o irrigidente, di lunghezza L_i e sezione A_i.

La struttura è sollecitata da azioni verticali, cui è possibile associare, al livello j-mo, una massa M_j, e dalle azioni orizzontali dovute al sisma.

Ai ritti ed ai traversi è affidata la funzione portante, agli elementi diagonali, costituiti da tiranti aventi rigidezza nulla a compressione, la funzione irrigidente.

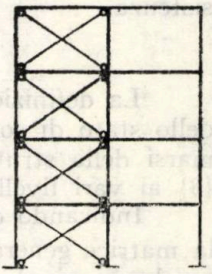


Fig. 1

Definito lo schema strutturale e assegnate le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali, si vogliono dimensionare gli elementi minimizzando il costo della struttura, nel rispetto delle condizioni di sicurezza.

Il peso complessivo della struttura, G, è dato da:

$$G=\sum_{i=1}^{n} L_i A_i \gamma_i,$$

essendo γ_i il peso specifico del materiale del generico elemento i. Indicando con Q_i il costo per unità di peso dell'elemento i, come sopra definito, il costo della struttura è dato da:

$$Q=\sum_{i=1}^{n} L_i A_i \gamma_i Q_i,$$

e quindi, in definitiva, fissate le caratteristiche geometriche ed elastiche della struttura, e determinati i valori Q_i, il costo della struttura viene a dipendere esclusivamente da A_i, e si ha

$$Q=f(A_i).$$

Tale funzione va minimizzata nel rispetto delle condizioni di sicurezza, e cioè che in nessuno degli elementi del sistema le tensioni superino un valore limite prefissato.

Indicando con x_i l'area della sezione trasversale del generico elemento i, la funzione obiettivo è dunque della forma:

$$z=f(x_1, x_2, \ldots, x_n) \tag{1}$$

e le condizioni di vincolo Φ_i sono del tipo

$$\Phi_i(x_1, x_2, \ldots, x_n) \leqslant b_i, \quad x_i > 0, \tag{2}$$

essendo b_i delle costanti dipendenti dalle caratteristiche dei materiali impiegati.

Limitandoci a considerare il lavoro della struttura in campo elastico le (2) si traducono nelle relazioni:

$$\begin{cases} \text{tiranti: } N_e/b_e \leqslant \sigma'_{\lim}; \\ \text{elementi portanti: } M_m/W_m \leqslant \sigma''_{\lim}, \ (m+1=n), \end{cases} \tag{2'}$$

essendo: N_1 — lo sforzo di trazione nel generico tirante, M_m — il momento flettente negli elementi portanti, W_m — il relativo modulo di resistenza.

3. Analisi modale della struttura

La definizione delle condizioni di vincolo richiede la determinazione dello stato di sollecitazione degli elementi e quindi del modo di deformarsi della struttura. In particolare occorre determinare gli spostamenti $\{\delta\}$ ai vari livelli.

Indicando con $[K]$ la matrice generalizzata delle rigidezze, con $[M]$ la matrice generalizzata delle masse, con $\{\ddot{\xi}\}$ il vettore generalizzato delle accelerazioni al piede, l'equazione che fornisce gli equilibri degli impalcati in fase dinamica, si scrive:

$$[M]\{\ddot{\delta}\}+[K]\{\delta\}=-[M]\{\ddot{\xi}\}. \tag{3}$$

Si indica con $[\Phi]$ la matrice modale della (3), le cui colonne sono gli autovettori della matrice dinamica generalizzata definita da:

$$[D]=[K]^{-1}[M].$$

Dalla (3), operando la transformazione $[\Phi]\{\gamma\}=\{\delta\}$ e premoltiplicando per $[\Phi]^T$ si ha:

$$[I]\{\ddot{\gamma}\}+[\Lambda]\{\gamma\}=-[\Phi]^T[M]\{\ddot{\xi}\}, \tag{4}$$

avendo opportunamente normalizzato la matrice modale rispetto alla matrice delle masse. La matrice $[\Lambda]$ che compare nella (4) è una matrice diagonale i cui elementi sono i quadrati delle pulsazioni naturali del sistema.

La i-esima equazione della (4) si presenta sotto forma disaccoppiata ed ha la stessa forma dell'equazione che regge il moto di un oscillatore elementare non dissipativo.

Definito il vettore $\{G\}$ dei coefficienti di partecipazione generalizzato

$$\{G\}=-[\Phi]^T[M]\{\ddot{\xi}\},$$

se è noto l'accelerogramma del terremoto, determinato lo spettro di risposta $\gamma(\omega)$ della struttura, il valore $\gamma_{i\max}$ dello spostamento dell'oscillatore con pulsazione naturale ω_i è dato da:

$$\gamma_{i\max}=\tilde{\gamma}_{i\max}G_i.$$

Il vettore colonna degli spostamenti generalizzati può ottenersi allora tramite la relazione:

$$\{\delta_{i\max}\}=\{\Phi_i\}\tilde{\gamma}_{i\max}=G_i\gamma_{i\max}(\omega_i)\{\Phi_i\}.$$

Per ogni modo si calcolano cosi gli spostamenti da considerare ai vari piani per ottenere le massime sollecitazioni nelle membrature.

Indicando con S_i la sollecitazione nella generica sezione dovuta al modo i, si vede staticamente che le sollecitazioni relative ai diversi modi possono essere combinate mediante la

$$\bar{S}=\pm\sqrt{\sum_{i=1}^{n}S_i^2}.$$

I regolamenti dei vari paesi forniscono lo spettro di risposta in termini di forza statica equivalente, cioé forniscono, per dato periodo proprio della struttura, il valore $C(T_i)$ per cui occorre moltiplicare il peso mg dell'oscillatore per ottenere la forza statica da applicare alla struttura per avere il max spostamento.

Dalle equazione $K\tilde{\gamma}_{i\max}=F_{eq}=gC(T_i)$ si ricava

$$\tilde{\gamma}_{i\max}=\frac{g}{\omega^2}C(T_i). \tag{5}$$

In definitiva, la (5) consente di passare dallo spettro di risposta in termini di forza statica equivalente a quello in termini di spostamento massimo.

Determinati in tal modo gli spostamenti massimi si calcola lo stato di sollecitazione negli elementi della struttura, che vengono dimensionati minimizzando la (1) nel rispetto della (2).

4. Applicazione

Si consideri lo schema di Fig. 2. La funzione obiettivo è:

$$z=f(x_1, x_2, \Omega), \tag{6}$$

avendo indicato con x_1, x_2 e Ω l'area della sezione trasversale rispettivamente dei ritti, del traverso e dei diagonali di irrigidimento.

Indicando con σ_{iel} la tensione limite di elasticità del generico elemento, le condizioni di vincolo si scrivono:

$$\sigma_{i\max} \leqslant \sigma_{iel}$$

e supponendo gli elementi tutti dello stesso materiale (acciaio)

$$\sigma_{i\max} \leqslant \sigma_s, \tag{7}$$

essendo σ_s la tensione di snervamento.

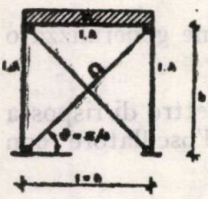


Fig. 2

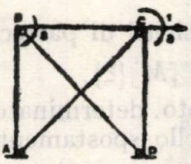


Fig. 3

4.1. Calcolo delle sollecitazioni

Per effetto del sisma, lo spostamento max del traverso è dato da:

$$\gamma_{\max} = \frac{g}{\omega^2} C(T). \tag{8}$$

Indicando con K^* la rigidezza alla traslazione del telaio, si ha:

$$F_{eq} = K^* \gamma_{\max}, \quad \omega^2 = \frac{K^*}{M}. \tag{9}$$

La rigidezza alla traslazione K^* si deduce dalla rigidezza complessiva K della struttura determinata con riferimento allo schema di Fig. 3.

In questo si indicano con *1* lo spostamento orizzontale del traverso, con *2* e *3* le rotazioni dei nodi B e C. Trascurando la deformabilità assiale degli elementi portanti si ha:

$$[K] = \left|\begin{array}{c|cc} \dfrac{24EI_1}{h^3} + \dfrac{E\Omega\cos^3\theta}{l} & -\dfrac{6EI_1}{h^2} & -\dfrac{6EI_1}{h^2} \\ \hline -\dfrac{6EI_1}{h^2} & \dfrac{4EI_1}{h} + \dfrac{4EI_2}{l} & \dfrac{2EI_2}{l} \\ -\dfrac{6EI_1}{h^2} & \dfrac{2EI_2}{l} & \dfrac{4EI_1}{h} + \dfrac{4EI_2}{l} \end{array}\right|. \tag{10}$$

La (10) può porsi nella forma:

$$[K]_{(3\times 3)} = \left|\begin{array}{cc} [K_a]_{(1\times 1)} & [K_{ab}]_{(1\times 2)} \\ [K_{ab}]^T_{(2\times 1)} & [K_b]_{(2\times 2)} \end{array}\right|. \tag{10'}$$

La rigidezza alla traslazione orizzontale si esprime pertanto:

$$[K^*] = [K_a] - [K_{ab}]\,[K_b]^{-1}[K_{ab}]^T. \tag{11}$$

Determinata K^*, dalla 2° delle (9) si ricava ω e quindi $\gamma_{\max}$ dalla (8), per un dato $C(T)$.

In funzione dello spostamento massimo si determinano infine le caratteristiche di sollecitazione nel tirante, nei ritti e nel traverso.

Con i dati dello schema di Fig. *2* risulta:

$$K^* = \frac{16{,}8EI}{h^3} + \frac{0{,}354E\Omega}{l}, \tag{12}$$

$$\gamma_{\max} = \frac{PC(T)}{\dfrac{16{,}8EI}{h^3} + \dfrac{0{,}354E\Omega}{l}}, \tag{13}$$

essendo $P = Mg$.

Il momento max alla sommità dei ritti è pertanto :

$$M_R = \frac{6EI}{h^2}\gamma_{max} + \frac{1}{18}Pl = Ph\left[\frac{6IC(T)}{16{,}8I + 0{,}354\Omega h^2} + \frac{1}{18}\right].$$

Il momento nella mezzeria del traverso vale :

$$M_{TM} = \frac{5}{72}Pl.$$

Lo sforzo di trazione nel tirante vale

$$N_{max} = \gamma_{max}\frac{E\Omega\cos^2\theta}{h} = \frac{PC(T)\Omega}{2\left(\frac{16{,}8I}{h^2} + 0{,}354\Omega\right)}.$$

4.2. Condizioni di vincolo

Le condizioni di vincolo possono porsi nella forma :

$$M_{max} \leqslant M_s = \frac{2\sigma_s I}{H}, \quad N_{max} \leqslant N_s = \sigma_s\Omega. \tag{14}$$

Indicando con A il valore comune dell'area della sezione trasversale dei ritti e del traverso si ha :

$$I = \frac{1}{12}\cdot\frac{A^3}{B^2}, \qquad M_s = \frac{\sigma_s A^2}{6B}.$$

La prima delle (14) si scrive pertanto :

$$\frac{Ph}{2}\left[\frac{6A^3C(T)}{1{,}4A^3 + 0{,}354\Omega h^2B^2} + 0{,}667\right] \leqslant \frac{\sigma_s A^2}{B}.$$

Sviluppando e ponendo

$$\frac{\sigma_s}{P} = \beta \qquad Bh = \alpha, \qquad C(T) = 0{,}1 \tag{15}$$

si perviene così alla 1ª condizione di vincolo (Φ_1),

$$\Omega \geqslant \frac{1{,}534\,\alpha A^3 - 2{,}8\,\beta A^5}{0{,}708\,\alpha^2 + \beta A^2 - 0{,}236\,\alpha^3}. \tag{16}$$

Con semplici passaggi e con le posizioni (15) della 2° delle (14) si perviene all'altra condizione di vincolo Φ_2 :

$$\Omega \geqslant \frac{0{,}141}{\beta} - 3{,}955\frac{A^3}{\alpha^2}. \tag{17}$$

Indicando con Q_Ω il costo per unità di peso dei tiranti e con Q_P quello degli elementi portanti, la funzione obiettivo si scrive :

$$z = 2Q_\Omega(\Omega h\gamma) + 3Q_P(Ah\gamma). \tag{18}$$

Assumiamo :

$$B = 10 \text{ cm} ; \quad h = 500 \text{ cm} ; \quad P = 64 \text{ t} ;$$

$$\gamma = 7\,500 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} ; \quad \sigma_s = 3\,200 \text{ kg} \cdot \text{cm}^{-2} ; \quad Q_\Omega/Q_P = 10$$

Si ha pertanto :

$$\alpha = 5\,000 ; \quad \beta = 0{,}2.$$

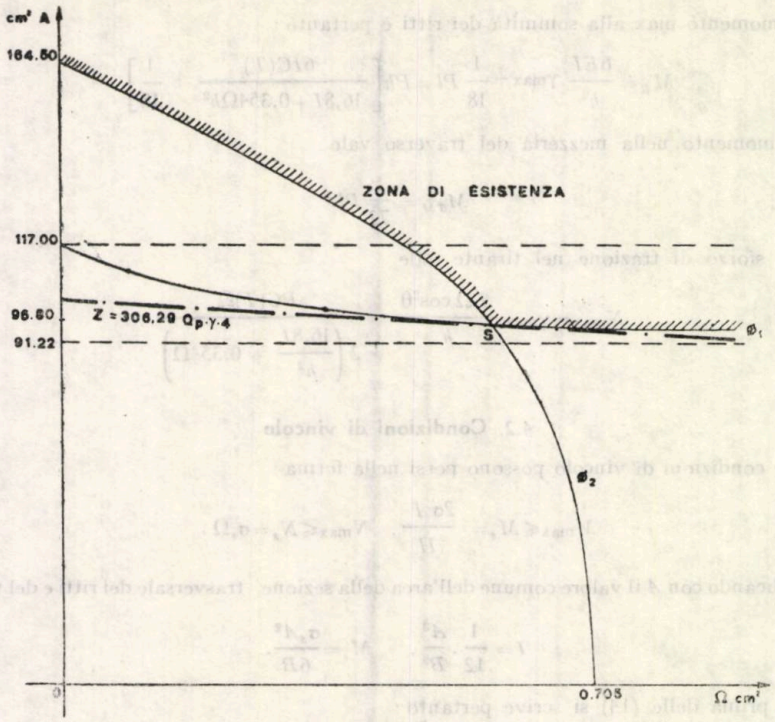


Fig. 4

Le funzioni (16) e (17) sono riportate nel diagramma di Fig. 4. La (18) rappresenta una famiglia di rette parallele. Tra queste, la funzione obiettivo, è la retta tangente alla regione di esistenza.

Si ha pertanto che la progettazione ottimale della struttura in esame si ha per :

$$A = 96{,}80 \text{ cm}^2, \quad \Omega = 0{,}562 \text{ cm}^2.$$

cui corrisponde $z = 306{,}29\, Q_p h \gamma$.

Ricevuta il 19 Luglio 1982

Istituto Politecnico, Iasi,
Catedra di Meccanica
e
Universita di Palermo, Italia,
Istituto di Scienza delle Costruzioni

BIBLIOGRAFIA

1. Bishop R. E. D., Glandwell G. M., Michaelson S., *The Matrix Analysis of Vibrations*. Cambridge, University Press, 1965.
2. Hurty W., Rubistein M. F., *Dynamics of Structures*. Prentice-Hall Inc., 1964.
3. Majid K. I., *Optimum Design of Structures*. Newnes-Butterworths, London, 1974.

PROIECTAREA OPTIMĂ A UNEI STRUCTURI CONTRAVÎNTUITE ÎNTR-O ZONĂ SEISMICĂ

(Rezumat)

Se studiază proiectarea optimă a unei structuri alcătuite din cadre contravîntuite, situată într-o zonă seismică. Funcţia obiectiv este costul acestei construcţii, în care se ţine cont de greutate şi de diverşi coeficienţi tehnologici în faza de producţie şi de montaj. Se consideră restricţii privind rezistenţa la limita de elasticitate şi se introduce efectul seismic prin intermediul analizei modale în calculul deplasării maxime şi a forţelor echivalente.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 691.3 ; 665.5

L'ACTION DES HUILES MINÉRALES SUR LE BÉTON, LE BÉTON ARMÉ ET LE BÉTON PRÉCONTRAINT

PAR

ANATOLIE MIHUL

1. Introduction

Les pertes d'huile minérale pendant le fonctionnement des différentes machines dans les halles industrielles sont pratiquement inévitables.

Les huiles minérales, selon ce qu'on sait, peuvent réduire d'une façon substantielle les caractéristiques mécaniques du béton, surtout la résistance.

Dans les éléments en béton armé et béton précontraint, les huiles minérales exercent aussi une influence négative sur la cohésion entre le béton et l'armature passive ou active, en réduisant l'adhérence, ce qui détermine un amoindrissement de la force d'ancrage des barres d'acier, surtout dans la zone du bout et un développement plus rapide des fissures de la zone tendue avec réduction de la rigidité. Pour protéger les éléments de résistance contre l'action des huiles minerales on a commencé par utiliser les planchers spécials impérmeables, résistants à l'action des huiles. Ainsi il y a un volume important de constructions exécutées tout récemment, pour lesquelles on n'a pas utilisé cette sorte de planchers, ou de vieilles constructions auxquelles les planchers ont été soumis longtemps à l'action des huiles minérales. De même, la dégradation des planchers résistants à l'huile durant l'exploitation peut se produire de façon que les pertes d'huile arrivent au plancher en béton armé ou béton précontraint.

En conaissant les phénomènes de pénétration des huiles minérales dans le béton, les ingénieurs d'études et les exécutants peuvent assurer la protéction des éléments de béton armé ainsi que la réalisation des bétons d'une plus haute résistance à l'action destructive des huiles minérales.

Pour connaître la façon dont les huiles minérales actionnent sur le béton simple, armé et sur le beton précontraint, dans les laboratoires de la Chaire de Béton, matériaux et technologie de l'Institut Polytechnique de Jassy, on a effectué depuis plusieurs années de recherches, déterminées surtout par les requêtes de ceux qui ont sollicité l'analyse, l'expertise et le réconditionnement des diverses structures de résistance en béton armé et béton précontraint soumises à l'action des huiles minérales.

Dans ce qui suit on présente une série de constatations et conclusions concernant l'action des huiles minerales sur les éléments en béton armé et précontraint résultées d'une expérience propre et des données choisies de la littérature de l'étranger spécialisée dans ce domaine.

2. Considérations générales concernant l'action des produits pétroliers sur le béton

Les principaux produits pétroliers sont: l'essence, le pétrole, la motorine et les huiles minérales. Les études effectuées dans ce domaine ont permis à constater que l'essence et le pétrole lampant n'exercent pas une action destructive sur le béton. La motorine a un effet destructif réduit. Par contre

toutes les huiles minerales, à l'exception de la vaséline, exercent à la longue une action nocive sur le béton. L'affaiblissement de la résistance du béton simple dû seulement à la suite de l'action des huiles minerales peut atteindre 70% et si d'autres effets de dégradation du béton ont lieu l'affaiblissement peut être total.

Pratiquement la cause principale de la dégradation des caractéristiques mécaniques du béton est dûe au contenu dans une proportion d'environ 2% des substances tensoactives (goudron, résines, certains produits nafténiques, etc.) dans les huiles minérales qui modifient spécialement la tension superficielle de l'eau absorbée . C'est ainsi que s'affaiblissent surtout les liaisons physico-chimiques entre les agrégats et la pierre de ciment et même les liaisons de structure de la pierre de ciment ; cet effet exerce une influence négative importante sur l'adhérence entre la pierre de ciment et les agrégats minéraux, aussi entre le béton et l'armature non prétensionée et celle prétensionée (dans les éléments en béton précontraint). L'essence, le pétrole et même les vaselines ne contenant pas cette sorte de composés tensoactifs ne conduisent pas à la dégradation de la structure du béton.

À l'étranger [1] ont été effectués des essais sur l'action des huiles minérales dont les produits tensoactifs ont été enlevés, sur le béton. On a constaté que dans ces conditions les huiles minérales n'ont pas dégradé la structure du béton. De même des essais métallographiques ont été effectués au microscope électronique, à l'aide des rayons Röntgen, à la suite desquels on a constaté que les huiles minérales ne modifient pas dans le béton (dans la pierre de ciment) la structure chimique.

On a établi ainsi que l'action des huiles minérales est de nature physico-chimique, comme nous l'avons vu, en modifiant en particulier les tensions superficielles de l'eau absorbée (par l'affaiblissement de ces tensions). Ces constatations sont si importantes qu'elles mettent en évidence le fait que l'action des huiles sur le béton ne constitue pas un processus chimique de corrosion ; ce fait nous a permis d'intervenir par différents moyens pour redonner au béton soumis à l'action des huiles minérales un meilleur état de résistance par l'élimination partielle de la cause qui a produit la dégradation des caractéristiques mécaniques.

3. Processus de l'action des huiles minérales ; influence de la qualité du béton et de la durée d'action

On constate, à la suite de propres recherches et de celles effectuées à l'étranger [1]...[3], que l'effet négatif produit par l'action des huiles dépend de la structure du béton. Plus le volume des microeffets de structure (pores, micropores, microfissures) est grand, plus l'action des huiles minérales est rapide. Le rapport A/C a une influence importante sur le degré d'affaiblissement de la résistance des bétons sous l'action des huiles minérales, puisque avec l'augmentation du rapport A/C augmente aussi le nombre de défauts de la structure.

L'apparition des microfissures et leur développement sous l'effet des charges ou d'autre actions (précontrainte, variations de température, charge prématurée, etc.) contribue, de même, à l'augmentation du degré d'affaiblissement de la résistance du béton sous l'action des huiles minérales.

À la suite de l'analyse de l'effet de durée, on constate que, généralement, pendant les six premiers mois l'effet des actions des huiles est insignifiant pour toutes les catégories de bétons de résistance; après un an d'action les bétons compacts ressentent pratiquement très peu l'effet des huiles minérales.

Pour les bétons avec de grands défauts de structures, pour ceux de résistance réduite, l'affaiblissement de la résistance mécanique commence après 1/2 d'année environ et continue par croître pendant environ 7 années ; ensuite il s'arrête. Le niveau de l'affaiblissement de la résistance du béton peut atteindre jusqu'á 70% par rapport à la résistance initiale. Plus le béton est compact contenant des défauts réduits de structure (qui englobent aussi les microfissures), plus l'affaiblissement de la résistance sous l'action des huiles commence plus tard.

Pour les bétons de très bonne qualité, compacts, l'affaiblissement de la résistance a lieu après une année ou une année et demie.

L'intensification de l'affaiblissement de la résistance a lieu dans un intervalle d'environ 5...6 années lorsqu'elle s'arrête à environ 55...60% de la résistance initiale. Ce processus d'affaiblissement progressif de la résistance à la longue s'explique par la pénétration très lente des huiles minérales à travers les défauts de structure.

Quand tous les défauts ont été remplis le processus devient stable et la résistance demeure pratiquement constante.

Certains chercheurs ont proposé [1] compte tenu des résultats obtenus aux essais la relation ci-dessous pour le calcul de la résistance des bétons soumis aux actions des huiles par rapport à celle initiale :

$$R_t = R_0(1-0{,}1\,t), \tag{1}$$

pour le cas où la pénetration de l'huile est continue.

Dans le cas où les pertes d'huile sont rares (une ou deux fois par an) le même auteur a proposé pour le calcul de la résistance du béton la relation :

$$R_t = R_0(1-0{,}023\,t), \tag{2}$$

où: R_t — la résistance du béton après un intervalle de temps t, après que l'action soit commencée; R_0—la résistance avant la pénétration de l'huile ; t — la durée en années du moment du commencement de la pénétration de l'huile minérale dans le béton.

La relation (1) peut être appliquée pour une durée de 7 ans, tandis que la relation (2), pour une durée de 25...30 ans.

Il est important de retenir que si l'immersion du béton dans l'huile se produit dans l'intervalle de six mois sans continuer, la résistance du béton peut être considérée pratiquement égale à celle initiale (avant le processus de pénétration). Il est important aussi de noter le fait que la résistance du béton sous l'action des huiles minérales se réduit avec 2/3 par rapport à la résistance initiale.

Dans le cas où les huiles contiennent aussi des acides, le béton peut se dégrader jusqu'à la destruction dans un intervalle de temps de 1,5...3 années ; de même avec l'affaiblissement de la résistance les actions mécani-

ques, statiques ou dynamiques peuvent détruire totalement les éléments en béton, vue leur capacité reduite.

Les actions dynamiques réduisent la résistance du béton traversé par l'huile en proportion plus grande que les actions statiques (à la suite spécialement de l'affaiblissement de la résistance tangentielle) de sorte que la résistance à l'usure des bétons actionnés par l'huile est beaucoup plus petite que celle des bétons exploités dans des conditions normales.

Des études systématiques dans ce domaine manquent ; c'est pour ça qu'on ne peut pas préciser avec certitude la proportion de l'affaiblissement de la résistance aux charges dynamiques, pour être utilisée dans les calculs de capacité portante.

Malgré qu'il est connu que pour les bétons actionnés par les huiles minérales leur module d'élasticité baisse, on n'a pas pu préciser encore le niveau de baisse de cette valeur par manque de recherches systématiques.

4. L'action des huiles minérales sur les éléments en béton armé

Les dégradations produites par les huiles minérales sur les éléments en béton armé qui généralement sont les planchers des constructions industrielles, réduisent la capacité portante par suite de l'affaiblissement de la résistance du béton.

Parallèlement a lieu une baisse importante de la rigidité des planchers mentionnés et de l'ensemble constructif. À part la baisse de la capacité de résistance du béton et à cause de l'amoindrissement de l'adhérence entre le béton et l'armature, l'ancrage des barres aux appuis peut être compromis.

Généralement chez ce genre de système, les microfissures se développent rapidement ce qui favorise l'apparition prématurée des fissures qui se développent progressivement à la longue sans s'arrêter (comme la résistance du béton qui jusqu'à la fin arrive à se stabiliser).

Pour cette raison nous avons été obligés, pour une série de constructions anciennes étudiées par nous, de renforcer à fond les planchers dégradés sous l'action des huiles et parfois même on a du désaffecter certaines zones qu'ensuite on les a coulées de nouveau sur place.

À la suite des études effectuées concernant l'adhérence des armatures du béton, vérifiées aussi dans nos laboratoires, il résulte qu'après un intervalle de seulement 1,5...2 ans d'action des huiles la résistance se réduit (pour les bétons usuels monolithes de marque B 200) avec 50...65%, tandis que pour les barres avec profil périodique la diminution a été sous 20% ; à peine après 3,5 ans de conservation dans l'huile des échantillons armés avec des barres à profil périodique, la résistance d'adhérence a été réduite de 35%.

L'essai à l'adhérence a été effectué par la poussée de la barre par un de ses bouts.

5. L'action des huiles minerales sur les éléments en béton précontraint

Dans les dernières années, le développement du béton préfabriqué a déterminé l'application dans un large domaine des éléments précontraints (réalisés sous forme d'éléments de surface de type dalle creuse, éléments

avec section transversale en TT ou T) à la réalisation des planchers pour les constructions industrielles.

Généralement ces éléments sont appuyés sur la semelle inférieure des poutres principales dont la coupe est en forme de T renversé. Dans ces cas les huiles qui se perdent coulent avec prédilection dans l'espace compris entre la poutre principale et les bouts des éléments de surface, actionnant dans les zones de béton où sont ancrés les torons ou les cordes empreintées.

La baisse de l'adhérence dans ces cas devient très dangereuse pour la stabilité des éléments. À la suite d'analyses effectuée sur quelques constructions de ce genre nous avons pu constater qu'après un intervalle de trois années seulement d'action des huiles, l'adhérence était compromise même pour les bétons de très bonne qualité (B 400 ou B 500). Nous avons expliqué cette situation par les microfissures qui se développent dans ces zones dans le béton, au transfert brusque de la précontrainte (de cette manière on procède dans notre pays), ce qui favorise la pénétration des huiles dans le béton et la compromission de l'adhérence. Dans ce cas on utilise comme mesures de renforcement, d'habitude, le déplacement des appuis. En dehors des zones du bout, les éléments précontraints, après trois années de pénétration continue des huiles minérales se présentent assez bien. Généralement la traversée profonde des huiles était locale, limitée aux zones de bout, l'écoulement de celles-ci se produisent suivant le chemin des fentes entre les éléments prefabriqués. Dans ces conditions il n'a pas été nécessaire de consolider les éléments. Pour empêcher de provoquer d'autres détériorations on a procédé à l'extraction des huiles si possible et on a pris des mesures pour éliminer la traversée des huiles dans le plancher en béton précontraint, par la réalisation des dallages spéciales à base de résines époxydiques.

6. Solutions pour l'élimination partielle des huiles des éléments imprégnés

Vu que les huiles minérales exercent une action physico-chimique sur la structure de résistance du béton, par les substances ténso-actives qui modifient la tension superficielle de l'eau, nous avons procédé a l'extraction des huiles de la masse du béton.

Pour augmenter la fluidité des huiles on a procédé au chauffage de la surface du béton avec des rayons infrarouges ou avec d'autres méthodes et pour l'extraction et leur élimination nous avons utilisé la poudre de talc. La poussière de talc a été étendue et éloignée par balayage à un intervalle de 24...48 heures, en plusieurs rangées.

Par l'extraction de l'huile, les résistances du béton ont augmenté mais sans arriver à leur valeur initiale.

Généralement on a pu renoncer au renforcement grâce à la résistance finale qui assure le niveau de sûreté.

Quand la structure du béton n'est pas dégradée, par fissuration, écrasement on microfissuration intense, la régéneration rien que par extraction des huiles minérales des cavités des défauts de structure, peut étre appréciée comme rationelle. Elle a donné de bons résultats pour réparer certains ateliers de travaux mécaniques.

7. Augmentation du degré de résistance du béton à l'action des huiles minérales

Comme nous avons vu ci-dessus, l'augmentation de la résistance des bétons simples, armés et précontraints, est améliorée visiblement par la réalisation d'un béton compact chez lequel l'adhérence entre le ciment, les agrégats et l'armature a lieu en très bonnes conditions.

La diminution du rapport A/C est extrêmement importante pour obtenir des bétons à grande résistance à l'action des huiles minérales ; pratiquement deux problèmes importants sont solutionnés par l'augmentation du dosage de ciment : a) on permet de réduire le rapport A/C et b) on élimine en grande mesure le contact direct entre les agrégats.

Grâce aux recherches efectuées à l'étranger [4] on a réussi à connaître l'effet que différents additifs ajoutés au béton produisent sur l'augmentation du degré de résistance du béton à l'action des huiles minérales. Ainsi l'on affirme que le chlorure de fer ajoutée au béton augmente considérablement la résistance de celui-ci à l'action des huiles minérales en formant le hydrate de fer colloïdal ;

$$2\,FeCl_3 + 3\,Ca(OH)_2 = 2\,Fe(OH)_3 + 3\,CaCl_2,$$

qui augmente sensiblement la résistance d'adhérence de la pierre de ciment à l'agrégat et à l'acier et aussi le degré de serrage du béton en même temps avec la hydrophobisation des surfaces intérieures des capillaires. En même temps on obtient le hydrate de fer à la suite de la hydrolyse du chlorure de fer :

$$FeCl_3 + 3H_2O = Fe(OH)_3 + 3HCl.$$

Compte tenu que le $ClFe_3$ rend très court le temps de la prise, l'additif doit être introduit en même temps que le lignosulfanate de calcium.

La proportion de $ClFe_3$, rapportée à la quantité de ciment, doit être de 1% tandis que celle de lignosulfanate de calcium doit être de 0,2%. On peut aussi réduire la pénétration des huiles dans le béton de 8...10 fois. Les études de ce côté montrent que l'augmentation de la résistance à la pénétration des huiles, en employant le lignosulfanate de calcium, peut se doubler presque, tandis qu'en ajoutant du verre soluble, par exemple, la résistance à la pénétration s'affaiblisse.

8. Conclusions

Les huiles minérales exercent une action négative sur les caractéristiques mécaniques du béton. L'affaiblissement des résistances seulement par leur effet peut déterminer une réduction de la résistance en proportion de 2/3 de la valeur initiale.

Les produits pétroliers qui ne contiennent pas de substances à tensions actives superficielles n'exercent pas une influence essentielle sur les caractéristiques mécaniques du béton et sur sa résistance ; ces substances sont : l'essence, le pétrole et la vaseline ; la motorine a une action réduite sur la résistance du béton ; les huiles minérales contiennent généralement environ 2% de substances à tensions actives superficielles, ce qui leur confère une importante action destructive sur le béton.

La principale cause qui détermine une action négative des huiles minérales sur les caractéristiques mécaniques du béton c'est la modification de la tension superficielle de l'eau absorbée.

La diminution de la résistance du béton est d'autant plus grande que le volume des défauts de structure de celui-ci augmente.

L'affaiblissement de la résistance du béton est d'autant plus grand que le rapport A/C augmenté ; il augmente encore lorsque croît le dosage de ciment.

Le contenu élevé de grands agrégats et même les grandes dimensions des agrégats mènent à l'affaiblissement de la résistance du béton, comme résultat de la diminution des forces de liaison entre les agrégats et le ciment. Certains additifs comme le chlorure de fer par exemple, peuvent augmenter sensiblement le degré de résistance du béton aux huiles minérales.

L'affaiblissement du degré de résistance du béton est un processus de durée. Les premiers mois, parfois jusqu'à un an lorsqu'il il s'agit des bétons compacts, sans microfissures, l'effet de l'affaiblissement de la résistance du béton est insignifiant.

L'augmentation de l'affaiblissement de la résistance a lieu dans les premières 6...8 années, ensuite la résistance s'arrête aux valeurs de 0,6...0,7 par rapport à sa valeur initiale.

À cause de l'action prolongée des huiles minérales sur le béton armé aux armatures lisses (environ deux ans) la résistance de l'adhérance peut diminuer avec plus que 60% par rapport à celle initiale; au cas de l'emploi des armatures au profil nervuré l'affaiblissement de la résistance est beaucoup plus réduit, de 30% seulement, par exemple.

Au béton précontraint à armatures précontraintes par prétensions, l'affaiblissement des résistances d'adhérence aux zones d'ancrage (imprégnés d'huile minérale) peut déterminer la perte de la capacité de résistance des éléments et par conséquent on doit faire attention à l'affaiblissement des appuis ; sous l'effet prolongé des huiles peut avoir lieu la dégradation de n'importe quel élément en béton précontraint à armature prétensionée vue la réduction de l'adhérence du béton à l'armature prétensionée et l'affaiblissement même de la résistance du béton.

Pour le réconditionnement des éléments en béton simple, armé ou précontraint qui ont été imprégnés d'huile minérale, on recommande l'extraction de l'huile.

Après l'élimination des huiles la résistance du béton augmente ce qui permet souvent de continuer l'exploitation des constructions sans en avoir besoin des renforcements.

Reçue le 19 septembre 1982

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Béton, matériaux
et technologie

BIBLIOGRAPHIE

1. Васильев Н. М., *Влияние нефтепродуктов на прочности бетон.* Бетон и железобетон, *3* (1981).
2. Медведев В. М., Васильев Н. М., *Влияние минеральных масел на прочности бетона и сцепление его с арматурой.* Сб. ТИНИ, 1964.
3. Васильев Н. М., Медведев В. М., Кошелева Л. И., *Влияние минеральных масел на сцепленик арматуры с бетоном.* Бетон и железобетон, *1* (1969).
4. Васильев Н. М., *Снижение маслопроницаемости бетона.* Бетон и железобетон, *11* (1981).

ACŢIUNEA ULEIURILOR MINERALE ASUPRA BETONULUI, BETONULUI ARMAT ŞI BETONULUI PRECOMPRIMAT

(Rezumat)

Se analizează efectul negativ pe care-l are acţiunea uleiurilor asupra betonului, betonului armat şi betonului precomprimat. Se arată cauzele care produc reducerea rezistenţei betonului, ca urmare a unor efecte fizico-chimice determinate de acţiunea uleiurilor minerale care pătrund in structura betonului ; la betonul armat şi betonul precomprimat uleiurile pot determina o reducere în proporţii insemnate atît a aderenţei între oţel şi beton cît si ancorarea barelor, toroanelor sau sîrmelor de tip SBP împletite sau amprentate.

Prin extragerea uleiurilor minerale pătrunse în beton, prin diverse mijloace, pot fi obţinute reveniri substanţiale ale rezistenţei betonului.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4, 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 624.9

MODÈLE MATHÉMATIQUE POUR L'ÉVALUATION DE LA PRÉCISION DU VECTEUR DE L'INCLINAISON DES CONSTRUCTIONS HAUTES, CYCLIQUEMENT DÉTERMINÉ EN EMPLOYANT DES MESURES TOPOGÉODÉSIQUES

PAR

GH. NISTOR

Dans une Note antérieure [1] on a proposé une méthode efficace de détermination cyclique de l'inclinaison des constructions hautes en employant des mesures topogéodésiques, accompagnée par un exemple pratique.

Dans ce qui suit on présente le modèle mathématique essentiel pour l'évaluation de la précision des résultats.

Pour une certaine précision des mesures linéaires et angulaires, effectuées sur terrain, on a établi des relations mathématiques à l'aide desquelles on peut effectuer une évaluation si complète que possible de la précision de détermination de l'inclinaison des constructions hautes produite entre deux cycles d'observations conjuguées ainsi qu'entre les cycles d'observations final et initial.

Les composants, sur deux axes, du vecteur de l'inclinaison partielle de la construction, produite entre deux cycles d'observations conjuguées, exprimées par les relations (16) et (17) [1], sont des fonctions des valeurs indépendentes b, α et β, tout comme des différences angulaires $\delta\alpha_i$ et $\delta\beta_i$, qui, pour simplification, seront considérées toujours des valeurs indépendentes.

Pour calculer les erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur de l'inclinaison partielle on emploie la formule de l'erreur moyenne quadratique d'une fonction. Dans ce but on écrit :

$$m^2_{\delta x_i} = \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial b}\right]^2 m_b^2 + \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial \alpha}\right]^2 \left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 + \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial \beta}\right]^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \tag{1}$$
$$+ \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial(\delta\alpha_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\alpha_i}}{\rho}\right)^2 + \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial(\delta\beta_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\beta_i}}{\rho}\right)^2,$$

$$m^2_{\delta y_i} = \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial b}\right]^2 m_b^2 + \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial \alpha}\right]^2 \left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 + \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial \beta}\right]^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \tag{2}$$
$$+ \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial(\delta\alpha_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\alpha_i}}{\rho}\right)^2 + \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial(\delta\beta_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\beta_i}}{\rho}\right)^2.$$

En calculant les dérivées partielles et en notant $\gamma=200-(\alpha+\beta)$, on obtient les formules des erreures moyennes quadratiques des composants du vecteur de l'inclinaison :

$$m^2_{\delta x_i}=\delta x_i^2\left(\frac{m_b}{b}\right)^2+(\delta x_i\operatorname{ctg}\gamma+L_1\delta\beta_i)^2\left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2+$$

(3)

$$+(\delta x_i\operatorname{ctg}\gamma+K_1\delta\alpha_i)^2\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2+K_2^2m^2_{\delta\alpha_i}+L_2^2m^2_{\delta\beta_i},$$

$$m^2_{\delta y_i}=\delta y_i^2\left(\frac{m_b}{b}\right)^2+\left[\delta y_i\operatorname{ctg}\gamma+\left(\frac{G}{2}-L_2\right)\delta\beta_i\right]^2\left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2+$$

(4)

$$+\left[\delta y_i\operatorname{ctg}\gamma-\left(\frac{G}{2}-K_2\right)\delta\alpha_i\right]^2\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2+K_1^2m^2_{\delta\alpha_i}+L_1^2m^2_{\delta\beta_i}.$$

Dans les relations obtenues, les valeurs $m^2_{\delta\alpha_i}$ et $m^2_{\delta\beta_i}$ ne se divisent plus par ρ^2 parce que celui-ci est inclu dans le calcul des valeurs K_1^2, L_1^2, K_2^2 et L_2^2.

Dans les formules des erreurs des composants on a utilisé les notations suivantes : m_b — l'erreur moyenne quadratique pour la mesure de la base fixe ; m_α et m_β — les erreurs moyennes quadratiques des angles horizontaux α et β ; $m_{\delta\alpha_i}$ et $m_{\delta\beta_i}$ — les erreurs moyennes quadratiques des différences des angles horizontaux exprimés par les relations (20) [1] :

$$(5)\qquad m_{\delta\alpha_i}=\sqrt{m^2_{\Delta\alpha_i}+m^2_{\Delta\alpha_{i-1}}},\qquad m_{\delta\beta_i}=\sqrt{m^2_{\Delta\beta_i}+m^2_{\Delta\beta_{i-1}}}.$$

Compte tenu que les différences des angles horizontaux entre deux cycles des observations conjuguées, sont données par les relations :

$$(6)\qquad \delta_{\alpha_i}=\Delta\alpha_i-\Delta\alpha_{i-1}=\alpha_{i+1}-\alpha_i,\qquad (7)\qquad \delta\beta_i=\Delta\beta_i-\Delta\beta_{i-1}=\beta_{i+1}-\beta_i,$$

les erreurs moyennes quadratiques de celles-ci peuvent être directement exprimées en fonction de la précision de mesure des deux angles :

$$(8)\qquad m_{\delta\alpha_i}=\sqrt{m^2_{\alpha_{i+1}}+m^2_{\alpha_i}},\qquad m_{\delta\beta_i}=\sqrt{m^2_{\beta_{i+1}}+m^2_{\beta_i}}.$$

Les erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur de l'inclinaison, exprimées par les relations (3) et (4), correspondent au cas général où la précision de mesure des angles horizontaux, dans chaque cycle d'observations, est différente, de sorte que :

$$(9)\qquad m_{\alpha_1}\neq m_{\beta_1}\neq\ldots\neq m_{\alpha_i}\neq m_{\beta_i}\neq m_{\alpha_{i+1}}\neq m_{\beta_{i+1}},\quad (i=1,2,\ldots,n).$$

Lorsque les angles horizontaux ont été mesurés avec une même précision dans tous les cycles d'observations, alors :

$$(10)\qquad m_{\alpha_1}\approx m_{\beta_1}\approx\ldots\approx m_{\alpha_{i+1}}\approx m_{\beta_{i+1}}\approx m_\alpha,$$

tandis que les erreurs moyennes quadratiques des différences des angles horizontaux deviennent :

$$m_{\delta\alpha} \approx m_{\delta\beta} \approx m_\alpha \sqrt{2}. \tag{11}$$

Dans cette situation, les erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur de l'inclinaison de la construction deviennent :

$$m^2_{\delta x_i} = \delta x_i^2 \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left[(\delta x_i \operatorname{ctg}\gamma + L_1\delta\beta_i)^2 + (\delta x_i \operatorname{ctg}\gamma + K_1\delta\alpha_i)^2\right]\left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 + (K_2^2+L_2^2)m^2_{\delta\alpha}, \tag{12}$$

$$m^2_{\delta y_i} = \delta y_i^2 \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left\{\left[\delta y_i \operatorname{ctg}\gamma + \left(\frac{G}{2} - L_2\right)\delta\beta_i\right]^2 + \left[\delta y_i \operatorname{ctg}\gamma - \left(\frac{G}{2} - K_2\right)\delta\alpha_i\right]^2\right\}\left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 + (K_1^2+L_1^2)m^2_{\delta\alpha}. \tag{13}$$

Quel qu'il soit la précision de mesure des angles horizontaux, l'erreur moyenne quadratique du vecteur de l'inclinaison partielle, exprimée par la relation (18) [1], sera :

$$m_{l_i} = \sqrt{m^2_{\delta x_i} + m^2_{\delta y_i}}. \tag{14}$$

Dans le cas du vecteur résultant, compte tenu que les composants sur les deux axes sont des fonctions explicites des valeurs des composants des vecteurs partiels, représentées par les relations (22) et (23) [1], lors du calcul des erreurs moyennes quadratiques on a utilisé la formule de l'erreur d'une fonction pour le cas de la somme des valeurs en obtenant :

$$m_{\delta x} = \sqrt{m^2_{\delta x_1} + m^2_{\delta x_2} + \ldots + m^2_{\delta x_n}} = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} m^2_{\delta x_i}}, \tag{15}$$

$$m_{\delta y} = \sqrt{m^2_{\delta y_1} + m^2_{\delta y_2} + \ldots + m^2_{\delta y_n}} = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} m^2_{\delta y_i}}. \tag{16}$$

Conformément à ces relations on calcule l'erreur moyenne quadratique du vecteur résultant :

$$m_l = \sqrt{m^2_{\delta x} + m^2_{\delta y}}. \tag{17}$$

Par cette voie on peut effectuer une évaluation complexe, fonction de tous les éléments mesurés sur terrain, des vecteurs des inclinaisons partielles et aussi du vecteur résultant.

Compte tenu que selon ce qu'on a déjà montré, les valeurs K_1, L_1, K_2 et L_2 sont déterminées à l'aide des éléments mesurés dans le cycle initial des observations ultérieures, on analysera les valeurs des erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur de l'inclinaison partielle seulement

en fonction des valeurs $\delta\alpha_i^{cc}$ et $\delta\beta_i^{cc}$ qui changent d'un cycle à l'autre, les autre valeurs en restant constantes. À cet égard on peut écrire :

$$(18) \qquad m_{\delta x_i}^2 = \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial(\delta\alpha_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\alpha_i}}{\rho}\right)^2 + \left[\frac{\partial(\delta x_i)}{\partial(\delta\beta_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\beta_i}}{\rho}\right)^2,$$

$$(19) \qquad m_{\delta y_i}^2 = \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial(\delta\alpha_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\alpha_i}}{\rho}\right)^2 + \left[\frac{\partial(\delta y_i)}{\partial(\delta\beta_i)}\right]^2 \left(\frac{m_{\delta\beta_i}}{\rho}\right)^2.$$

En calculant les dérivées partielles et en les introduisant dans les relations ci-dessus on obtient pour les erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur de l'inclinaison partielle, les expressions :

$$(20) \qquad m_{\delta x_i}^2 = K_2^2 m_{\delta\alpha_i}^2 + L_2^2 m_{\delta\beta_i}^2, \qquad (21) \qquad m_{\delta y_i}^2 = K_1^2 m_{\delta\alpha_i}^2 + L_1^2 m_{\delta\beta_i}^2.$$

Lorsque les angles horizontaux sont mesurés avec la même précision dans tous les cycles d'observations, il résulte que $m_{\delta\alpha_i} \approx m_{\delta\beta_i} \approx m_{\delta\alpha}$ et les formules (20) et (21) deviennent :

$$(22) \qquad m_{\delta x_i}^2 = (K_2^2 + L_2^2) m_{\delta\alpha}^2, \qquad (23) \qquad m_{\delta y_i}^2 = (K_1^2 + L_1^2) m_{\delta\alpha}^2.$$

L'erreur moyenne quadratique du vecteur de l'inclinaison partielle est calculée à l'aide de la relation (14) en fonction des erreurs moyennes quadratiques des composants, exprimées par les relations (20) et (21), respectivement (22) et (23).

Le calcul des erreurs moyennes quadratiques des composants à l'aide des relations (20) et (21), respectivement (22) et (23), est évidemment plus simple que celui des relations (3) et (4) et respectivement (12) et (13), dans les conditions d'une appréciation de la précision sensiblement égale ayant en vue que la précision de la mesure des angles dans tous les cycles d'observations exerce une influence fondamentale sur la précision des déterminations.

Même dans cette situation les erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur résultant aussi bien que l'erreur de celui-ci sont calculées à l'aide de relations (15) et (17).

Il est intéressant à analyser les conditions optima dans lesquelles on pourrait déterminer le vecteur de l'inclinaison. À ce fin on exprime l'erreur du vecteur de l'inclinaison partielle à l'aide des relations (22) et (23) :

$$(24) \qquad m_{l_i}^2 = m_{\delta x_i}^2 + m_{\delta y_i}^2 = (K_1^2 + L_1^2 + K_2^2 + L_2^2) m_{\delta\alpha}^2.$$

On remplace les valeurs des constantes qui interviennent dans la paranthèse avec les expressions (10) et après une série de transformations on obtient :

$$(25) \qquad m_{l_i}^2 = \frac{m_{\delta\alpha}^2 b^2}{\rho^2 \sin^4(\alpha+\beta)} (\sin^2\alpha + \sin^2\beta).$$

Afin de simplifier, en admettant que $\alpha \approx \beta$, respectivement les droites de détermination ont la même longueur, $d_1 \approx d_2 \approx d$, et en remplaçant $2\alpha = 200^g - \gamma$

et $b=2d\cos\alpha$, on obtient pour l'erreur moyenne quadratique du vecteur de l'inclinaison partielle, la formule :

$$m_{l_i}=\frac{m_{\delta\alpha}d\sqrt{2}}{\rho\sin\gamma}. \tag{26}$$

De l'analyse de cette relation résulte que l'erreur moyenne quadratique du vecteur de l'inclinaison est directement proportionelle avec l'erreur moyenne quadratique de la différence des angles horizontaux et aussi avec la distance de la marque de controle aux points de station et inversement proportionelle avec le sinus de l'angle entre les droites de détermination.

On observe que l'erreur moyenne quadratique sera minimum :

$$m_{l_i}=\text{min.} \quad \text{lorsque } \sin\gamma=\text{max.}, \tag{27}$$

c'est à dire quand l'angle sous lequel s'intersectent les droites de détermination est droit ($\gamma=100^g$).

Si l'on pourrait connaître avec anticipation quelle sera la direction vers la quelle la construction va s'incliner on pourrait effectuer une étude plus approfondie concernant les conditions optima de détermination de l'inclinaison tout comme l'on a déjà procédé dans le cas de la détermination du déplacement horizontal des constructions [2]. Mais, compte tenu que dans le cas des constructions hautes, le plus souvent la connaissance anticipée de la direction de l'inclinaison n'est pas possible, on propose que l'angle entre les droites de détermination soit presque droit. Dans ce cas les erreurs de détermination du vecteur de l'inclinaison sont les mêmes, quelle que soit la direction de l'inclinaison ; l'ellipse des erreurs dégénère dans un cercle des erreurs.

Exemple de calcul

L'évaluation de la précision se rapporte à l'exemple de calcul présenté dans la Note précédente [1].

La longueur de la base fixe a été obtenue à la suite de cinq mesures directes, effectuées à l'aide d'une ruban en acier. On a calculé l'erreur moyenne quadratique et l'erreur relative :

$$m_b=\pm 5{,}7\text{ mm}, \qquad m_b/b=1/8658.$$

L'évaluation de la précision de la mesure des angles horizontaux a été effectuée à l'aide des erreurs suivantes :

a) L'erreur de l'unité de poids qui est égale avec l'erreur moyenne quadratique d'une seule direction mesurée dans une seule série :

$$m_0=\pm\sqrt{\frac{[dd]-\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{t}[d]_i[d]_i}{(t-1)(s-1)}},$$

où $t=2$, $s=3$ pour les deux points de station.

b) L'erreur moyenne quadratique d'une seule direction compensée :

$$(m_\alpha)=\pm\frac{m_0}{\sqrt{t}}.$$

c) L'erreur moyenne quadratique d'un angle compensé :

$$m_\alpha = \pm m_0 \sqrt{\frac{2}{t}}.$$

Dans le cas analysé, les angles horizontaux ont été mesurés à l'aide d'un théodolite Zeiss Theo 010, à deux séries complètes avec les erreurs moyennes quadratiques :

$$m_\alpha = \pm 3^{cc}, 4, \quad m_{\alpha_1} = \pm 2^{cc}, 9, \quad m_{\alpha_2} = \pm 2^{cc}, 6, \quad m_{\alpha_3} = \pm 3^{cc}, 0,$$

$$m_\beta = \pm 2^{cc}, 8, \quad m_{\beta_1} = \pm 3^{cc}, 3, \quad m_{\beta_2} = \pm 2^{cc}, 9, \quad m_{\beta_3} = \pm 2^{cc}, 7.$$

Les erreurs moyennes quadratiques des différences des angles horizontaux, calculées à l'aide de relations (8), sont :

$$m_{\delta\alpha_1} = \sqrt{m_{\alpha_2}^2 + m_{\alpha_1}^2} = \pm 3^{cc}, 9, \quad m_{\delta\beta_1} = \sqrt{m_{\beta_2}^2 + m_{\beta_1}^2} = \pm 4^{cc}, 4,$$

$$m_{\delta\alpha_2} = \sqrt{m_{\alpha_3}^2 + m_{\alpha_2}^2} = \pm 4^{cc}, 0, \quad m_{\delta\beta_2} = \sqrt{m_{\beta_3}^2 + m_{\beta_2}^2} = \pm 3^{cc}, 9.$$

En effectuant les substitutions nécessaires dans les relations (3) et (4) et en connaissant que

$$\rho^{cc} = 636\,620 \text{ et } \gamma = 200^g - (\alpha + \beta) = 103^g\,85^c\,68^{cc},$$

on obtient les erreurs moyennes quadratiques des composants des vecteurs des inclinaisons partielles :

$$m_{\delta x_1} = \pm 0{,}21 \text{ mm}, \quad m_{\delta y_1} = \pm 0{,}23 \text{ mm} ; \quad m_{\delta x_2} = \pm 0{,}20 \text{ mm}, \quad m_{\delta y_2} = \pm 0{,}25 \text{ mm}.$$

Les mêmes valeurs ont été obtenues à l'aide des formules (20) et (21), en vérifiant le fait que l'influence fondamentale est exercée par les termes qui contiennent les erreurs $m_{\delta\alpha_i}$ et $m_{\delta\beta_i}$.

Les erreurs moyennes quadratiques des vecteurs des inclinaisons partielles, l_1 et l_2, calculées à l'aide de la relation (14), sont :

$$m_{l_1} = \sqrt{m_{\delta x_1}^2 + m_{\delta y_1}^2} = 0{,}31 \text{ mm}, \quad m_{l_2} = \sqrt{m_{\delta x_2}^2 + m_{\delta y_2}^2} = 0{,}32 \text{ mm}.$$

Les erreurs moyennes quadratiques des composants du vecteur résultant de l'inclinaison, calculées à l'aide des relations (15) et (16), sont données par :

$$m_{\delta x} = \pm \sqrt{m_{\delta x_1}^2 + m_{\delta x_2}^2} = \pm 0{,}29 \text{ mm}, \quad m_{\delta y} = \pm \sqrt{m_{\delta y_1}^2 + m_{\delta y_2}^2} = \pm 0{,}34 \text{ mm}.$$

L'erreur moyenne quadratique du vecteur résultant, calculée à l'aide de la relation (17), est :

$$m_l = \sqrt{m_{\delta x}^2 + m_{\delta y}^2} = 0{,}45 \text{ mm}.$$

Les erreurs moyennes quadratiques des composants et des vecteurs ont des valeurs sensiblement égales parce que l'angle déterminé par les droites de détermination est presque droit.

L'analyse des erreurs des vecteurs des inclinaisons partielles et celle du vecteur résultant prouve que leurs valeurs ne dépassent pas 0,5 mm, en indiquant une précision acceptable pour l'étude effectuée.

Conclusions

1. Le modèle mathématique élaboré pour l'évaluation de la précision de détermination cyclique des vecteurs de l'inclinaison des constructions hautes, par la méthode présentée dans la Note précédente [1], fournit la possibilité d'une appréciation complexe, fonction de la précision de la mesure de tous les éléments qui interviennent dans les calculs.

2. Les relations mathématiques établies permettent à effectuer l'analyse *a priori* de la façon dont chacun des éléments mesurés influence la précision des résultats et par cette voie, l'appréciation de la précision avec laquelle les éléments devraient être mesurés sur terrain pour obtenir une précision acceptable.

3. Les recherches effectuées permettent à observer que, vu qu'on ne peut pas anticiper quelle serait la direction de l'inclinaison, la base doit être choisie de sorte que les droites de détermination s'intersectent sous un angle droit conformément aux conditions optima. Dans ce cas les erreurs de détermination des vecteurs de l'inclinaison sont les mêmes quelque soit la direction de l'inclinaison de la construction.

4. L'étude de la précision a montré que l'influence fondamentale est exercée sur la détermination de l'inclinaison par la mesure des angles horizontaux.

Pour des constructions importantes il est recomandable à mesurer les angles horizontaux en 2...3 séries complètes, en utilisant une compensation en station selon la méthode des mesures indirectes.

Reçue le 24 juillet 1982

Institut Polytechnique, Jassy
Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *Contributions à la détermination cyclique de l'inclinaison des constructions hautes en employant des mesures topogéodésiques (I)*. Bul. Inst. polit., Iaşi **XXVII (XXXI)**, *3—4*, s. V (1981).
2. Nistor Gh., Braier A., *Condiţii optime de determinare a deplasării orizontale a construcţiilor din punctul de vedere al erorilor medii pătratice*. Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXV (XXIX)**, *3—4*, s. I (1979).

MODEL MATEMATIC DE EVALUARE A PRECIZIEI VECTORULUI ÎNCLINĂRII CONSTRUCŢIILOR ÎNALTE DETERMINAT CICLIC PRIN MĂSURĂRI TOPOGEODEZICE

(Rezumat)

Se prezintă modelul matematic de evaluare completă a preciziei de determinare a vectorului înclinării construcţiilor înalte, pentru o anumită precizie a măsurilor liniare şi unghiulare efectuate pe teren cu ajutorul metodei prezentate în [1]. Se fac recomandări privind condiţiile optime de determinare a vectorilor parţiali şi rezultanţi.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526

LE CALCUL DES COORDONNÉES DES POINTS TOPOGRAPHIQUES, DÉTERMINÉS PAR INTERSECTION LATÉRALE, EN UTILISANT LE CALCUL VECTORIEL ET LES NOMBRES COMPLEXES

PAR

EUGEN POPA

1. Dans quelques Notes antérieures [2]...[6] on a indiqué la manière dont on peut calculer les coordonnées des points déterminés par intersection en avant, par points doubles (H a n s e n) et par recoupement, directement, en fonction des éléments connus — coordonnées des points anciens et angles ou directions mesurées en terrain pour les points nouveaux — en utilisant une nouvelle méthode basée sur le calcul vectoriel et en employant les nombres complexes.

2. En considérant les conditions caractéristiques habituelles [1] de l'intersection laterale, on considère comme éléments connus (Fig. 1), à part les angles β (dans le point connu A) et α (dans le point P que l'on doit déterminer) encore les coordonnées des points anciens A et D ou C.

Dans cette Note on propose un nouveau procédé de calcul caractéristique [2]...[6], plus avantageux.

Si l'on utilise, dans les calculs, les vecteurs et les nombres complexes on obtient les coordonnées du point nouveau P, en fonction des angles mesurés et (α, β) des valeurs connues (X_A, Y_A et X_C, Y_C ou X_D, Y_D).

3. Dans le cas de la mesure des angles α et β les expressions caractéristiques [2], [5] sont :

$$(1) \qquad Z_{PA}=Z_{PC}\lambda e^{i\alpha}, \quad Z_{AC}=Z_{AP}\mu e^{i\gamma}, \quad Z_{AP}+Z_{PA}=0.$$

Pour déterminer le paramètre λ on écrit, lorsqu'on utilise les relations (1) :

$$(2) \qquad Z_{PC}+Z_{CA}=Z_{PA}=Z_{PC}\lambda e^{i\alpha}, \quad Z_{PC}(1-\lambda e^{i\alpha})=Z_{AC},$$

d'où il résulte

$$(3) \qquad \frac{Z_{AC}}{1+\lambda e^{i\alpha}}\lambda e^{i\alpha}+Z_{AP}=0,$$

ou

$$(3') \qquad Z_{AC}\lambda e^{i\alpha}=Z_{AP}(\lambda e^{i\alpha}-1).$$

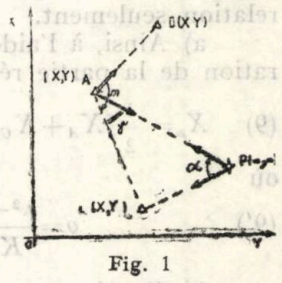


Fig. 1

On effectue le rapport :

$$(3'') \qquad \frac{Z_{AC}}{Z_{AP}}=\frac{\lambda e^{i\alpha}-1}{\lambda e^{i\alpha}}$$

d'où il résulte, en multipliant avec le conjugué du dénominateur :

$$(3''') \qquad (\lambda e^{i\alpha}-1)e^{-i\alpha}=\lambda-e^{i-\alpha}=\lambda-\cos\alpha+i\sin\alpha.$$

La tangente définie par les vecteurs Z_{AC} et Z_{AB} est exprimée par le rapport des coefficients de la partie imaginaire et de la partie réelle:

$$\operatorname{tg}\gamma=\frac{\sin\gamma}{\cos\gamma}=\frac{\sin\alpha}{\lambda-\cos\alpha}, \tag{4}$$

ayant la solution

$$\lambda=\frac{\sin(\alpha+\gamma)}{\sin\gamma}. \tag{5}$$

4. Pour la détermination du paramètre μ on utilise les relations (1)...(3) et (3'''), à savoir:

$$Z_{PC}\lambda e^{i\alpha}+Z_{AC}\frac{1}{\mu e^{i\gamma}}=0 \quad \text{ou} \quad \frac{Z_{AC}\lambda e^{i\alpha}}{1-\lambda e^{i\alpha}}+\frac{Z_{AC}}{\mu e^{i\gamma}}=0 \tag{6}$$

d'où résulte

$$\lambda\mu e^{i(\alpha+\gamma)}+1-\lambda e^{i\alpha}=0 \tag{6'}$$

et

$$\mu=\frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha+\gamma)}. \tag{7}$$

5. Les coordonnées du point nouveau, P, s'obtiennent en utilisant les relations vectorielles

$$Z_p=Z_A+Z_{AP}, \quad Z_p=Z_C+Z_{CP}, \tag{8}$$

qui selon les relations (1) et (2) deviennent

$$Z_p=Z_A+\frac{Z_{AC}\lambda e^{i\alpha}}{\lambda e^{i\alpha}-1}, \quad Z_p=Z_C+\frac{Z_{AC}}{\lambda e^{i\alpha}-1}. \tag{8'}$$

Une solution est possible en effectuant la moyenne arithmétique des expressions, pour tenir compte des deux points. Une autre possibilité est basée sur des déterminations singulaires en considérant à la fois une seule relation seulement.

a) Ainsi, à l'aide de la moyenne arithmétique de (8'), après la séparation de la partie réelle et de celle imaginaire, on obtient

$$X_p=\frac{1}{2}[X_A+X_C+oX_{AC}-pY_{AC}], \quad Y_p=\frac{1}{2}[Y_A+Y_C+oY_{AC}+pX_{AC}], \tag{9}$$

où

$$o=\frac{\lambda^2-1}{K_\lambda}, \quad p=\frac{-2\lambda\sin\alpha}{K_\lambda}, \quad K_\lambda=1+\lambda^2-2\lambda\cos\alpha. \tag{9'}$$

b) De chaque relation (8'), par rapport au point A ou C, il résulte une série de coordonnées qui permettent aussi et la vérification du calcul:

$$X_p=X_A+\bar{o}X_{AC}-\bar{p}Y_{AC}, \quad Y_p=Y_A+\bar{o}Y_{AC}+\bar{p}X_{AC}, \tag{10}$$

avec

$$\bar{o}=\frac{\lambda^2-\lambda\cos\alpha}{K_\lambda}, \quad \bar{p}=\frac{-\lambda\sin\alpha}{K_\lambda}; \tag{10'}$$

(11) $$X_p=X_C+\bar{o}_cX_{AC}-\bar{p}_cY_{AC},\quad Y_p=Y_C+\bar{o}_cY_{AC}+\bar{p}_cX_{AC},$$

avec

(11') $$\bar{o}_c=\frac{\lambda\cos\alpha-1}{K_\lambda},\quad \bar{p}_c=\bar{p}.$$

c) Dans tous les cas on détermine, en ordre, le paramètre, le dénominateur, les coefficients et puis les coordonnées.

d) En analysant les relations (9)...(11'), on observe que

(12) $$\bar{o}+\bar{o}_c=o,\quad \bar{p}+\bar{p}_c=p.$$

On peut calculer aussi les coordonnées du point nouveau, P, en utilisant le paramètre μ. On observe que les relations (6) deviennent:

(13) $$\begin{cases} Z_p=Z_A+Z_{AP}=Z_A+Z_{AC}\dfrac{1}{\mu}e^{-i\gamma}, \\ Z_p=Z_C+Z_{CP}=Z_C+Z_{AP}\dfrac{1}{\lambda e^{i\alpha}}=Z_C+Z_{AC}\dfrac{1}{\mu\lambda}e^{-i(\alpha+\gamma)}, \end{cases}$$

d'où on obtient les coordonnées :

(14) $$X_p=X_A+qX_{AC}-rY_{AC},\quad Y_p=Y_A+qY_{AC}+rX_{AC},$$

avec

(14') $$q=\frac{\sin(\alpha+\gamma)\cos\gamma}{\sin\alpha},\quad r=\frac{-\sin(\alpha+\gamma)\sin\gamma}{\sin\alpha};$$

(15) $$X_p=X_C+q_cX_{AC}-r_cY_{AC},\quad Y_p=Y_C+q_cY_{AC}+r_cX_{AC},$$

avec

(15') $$q_c=\frac{\cos(\alpha+\gamma)\sin\gamma}{\sin\alpha},\quad r_c=r.$$

6. Les expressions obtenues ci-dessus peuvent être presentées, toutefois, sous une forme adéquate pour le calcul cumulé à l'ordinateur. Ainsi les rélations (9), (11) deviennent :

(16) $$\begin{cases} X_P=\dfrac{X_A+\lambda^2X_C-(X_A+X_C)\lambda\cos\alpha+Y_{AC}\lambda\sin\alpha}{K_\lambda}, \\ Y_P=\dfrac{Y_A+\lambda^2Y_C-(Y_A+Y_C)\lambda\cos\alpha-X_{AC}\lambda\sin\alpha}{K_\lambda}. \end{cases}$$

Ici il faut calculer λ, λ^2, $\lambda\sin\alpha$ et $\lambda\cos\alpha$, mais, en général, on calcule seulement avec λ.

7. On observe la possibilité de la mesure de l'angle γ dans le point C, quand le point A est inaccessible. Donc, il pourra exister une première solution, qui a été obtenue (Fig. 2), où l'angle γ est mesuré dans le point A accessible, et au contraire (Fig. 3), quand on mesure l'angle γ.

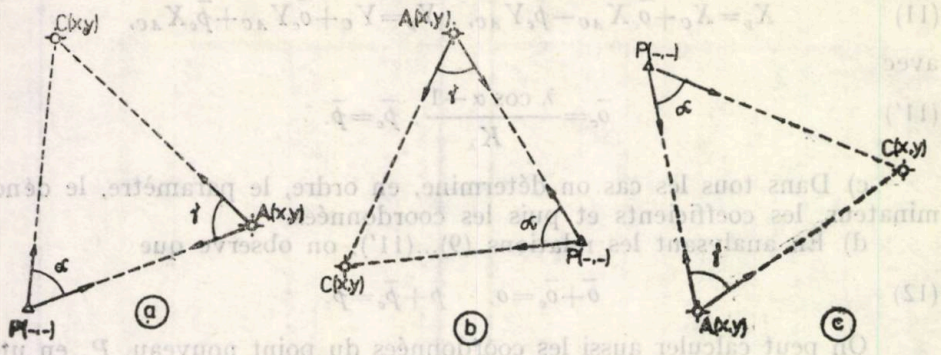


Fig. 2

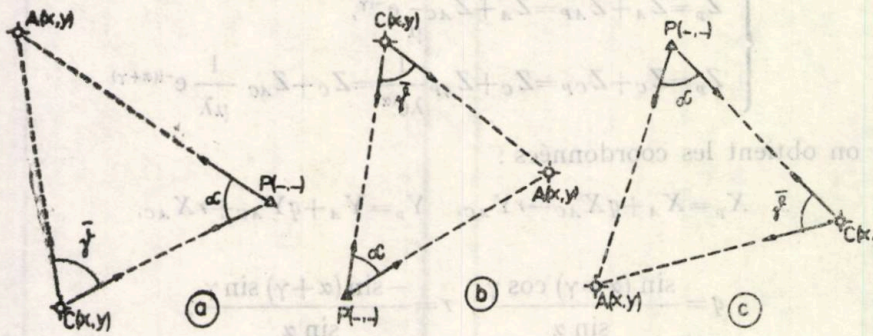


Fig. 3

a) Dans cette situation on obtient les solutions d'une façon identique. On écrit les relations vectorielles qui conduisent à l'obtention des paramètres λ_1 et μ_1 et puis on détermine les coordonnées:

$$Z_{PA}=Z_{PC}\lambda_1 e^{i\alpha},\quad Z_{CP}=Z_{CA}\mu_1 e^{i\bar{\gamma}},\quad Z_{PC}=Z_{PA}+Z_{AC}, \tag{17}$$

$$Z_{PC}=Z_{CA}\lambda_1 e^{i\alpha}+Z_{AC},\quad Z_{PC}=\frac{Z_{AC}}{1-\lambda_1 e^{i\alpha}}, \tag{17'}$$

$$Z_{PC}+Z_{CP}=0,\quad \frac{Z_{AC}}{1-\lambda_1 e^{i\alpha}}+Z_{CA}\mu_1 e^{i\bar{\gamma}}=0, \tag{17''}$$

$$1-\mu_1 e^{i\bar{\gamma}}(1-\lambda_1 e^{i\alpha})=0, \tag{17'''}$$

d'où, après des opérations assez simples, résulte :

$$\lambda_1=\frac{\sin\bar{\gamma}}{\sin(\alpha+\bar{\gamma})},\quad \mu_1=\frac{\sin(\alpha+\bar{\gamma})}{\sin\alpha}. \tag{18}$$

b) Les coordonnées du point P, par rapport aux points A et C, résultent :

$$(19)\qquad Z_P=Z_A+Z_{AP}=Z_A+\frac{Z_{AC}\lambda_1 e^{i\alpha}}{\lambda_1 e^{i\alpha}-1},\quad Z_P=Z_C+Z_{CP}=Z_C+\frac{Z_{AC}}{\lambda_1 e^{i\alpha}-1},$$

$$(20)\qquad X_P=\frac{1}{2}(X_A+X_C)+o_1X_{AC}-p_1Y_{AC},\quad Y_P=\frac{1}{2}(Y_A+Y_C)+o_1Y_{AC}+p_1X_{AC},$$

avec

$$(20')\qquad o_1=\frac{\lambda_1^2-1}{K_{\lambda_1}},\quad p_1=\frac{-2\lambda_1\sin\alpha}{K_{\lambda_1}}$$

et encore

$$(21)\qquad X_P=X_A+\bar{o}_1X_{AC}-\bar{p}_1Y_{AC},\quad Y_P=Y_A+\bar{o}_1Y_{AC}+\bar{p}_1X_{AC},$$

avec

$$(21')\qquad \bar{o}_1=\frac{\lambda_1^2-\lambda_1\cos\alpha}{K_{\lambda_1}},\quad \bar{p}_1=\frac{-\lambda_1\sin\alpha}{K_{\lambda_1}}$$

et

$$(22)\qquad X_P=X_C+\bar{o}_{1c}X_{AC}-\bar{p}_{1c}Y_{AC},\quad Y_P=Y_C+\bar{o}_{1c}Y_{AC}-\bar{p}_{1c}X_{AC},$$

avec

$$\bar{o}_{1c}=\frac{\lambda_1\cos\alpha-1}{K_{\lambda_1}},\quad \bar{p}_{1c}=\bar{p}_1.$$

On observe que les expressions sont similaires à (9)...(11) utilisant λ_1 au lieu de λ.

On procède d'une façon similaire pour obtenir la solution à l'aide de μ.

8. Quant à la vérification de la détermination du point nouveau P, on recommande à être effectuée avec une visée suplimentaire du point A vers le point D, en mesurant l'angle β (Fig. 4).

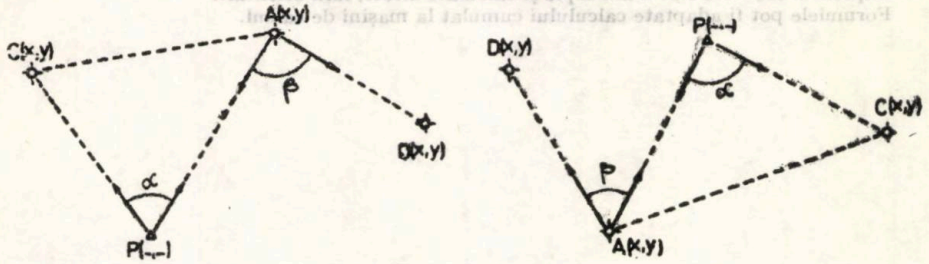


Fig. 4

Ainsi on considère l'angle m, entre les directions (AC), (AD) et la différence $m-\beta$ vient d'être introduite au lieu de γ, dans les relations ci-dessous pour la résolution du problème (pour λ, μ et X_P, Y_P).

9. On constate que le procédé proposé dans cette Note présente les même avantages que celles mentionnées dans les Notes antérieures [2]...[6]. En outre :

a) Les expressions des paramètres sont très simples.

b) L'emploi des lignes trigonométriques sinus et cosinus est plus avantageuse en permettant une meilleure précision lorsqu'on travaille à l'aide des moyens de calcul habituels, qui utilisent les valeurs naturelles avec 5...6 décimales.

Reçue le 11 décembre 1982

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie
et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Filimon R., *Topografie minieră.* Ed. Tehn., Buc., 1962.
2. Popa E., *L'utilisation des nombres complexes à la résolution des problèmes de topographie.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XI (XV)**, *1—2* (1965).
3. Popa E., *Determinarea punctelor duble cu ajutorul calculului vectorial şi numerelor complexe.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XVIII (XXII)**, *3—4* (1972).
4. Popa E., *Aplicarea calculului vectorial şi a numerelor complexe la rezolvarea problemelor de retrointersecţii folosite în determinări de puncte topografice (I).* Bul. Inst. polit. Iaşi, **XXI (XXV)**, *1—2*, s. V (1975).
5. Popa E., *Contribuţii asupra aplicării calculului vectorial şi numerelor complexe la rezolvarea unor probleme de topografie şi geodezie.* Thèse, Inst. de Génie Civil, Bucarest, 1979.
6. Popa E., *Le calcul des coordonnées des points topographiques déterminés par recoupement, en utilisant le calcul vectoriel et les nombres complexes (II).* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXVII (XXXI)**, *1—2*, s. V (1981).
7. Simionescu Gh., *Noţiuni de algebră vectorială şi aplicaţii în geometrie.* Ed. Tehn.,Buc., 1982.

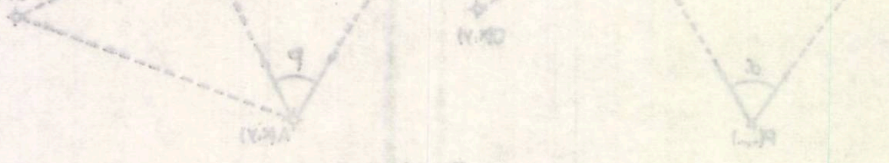
CALCULUL COORDONATELOR PUNCTELOR TOPOGRAFICE DETERMINATE PRIN INTERSECŢIE LATERALĂ UTILIZÎND CALCULUL VECTORIAL ŞI NUMERELE COMPLEXE

(Rezumat)

Se prezintă un procedeu de rezolvare a intersecţiei laterale la care se utilizează operaţiile cunoscute (2), (5) prin aplicarea calculului vectorial şi numerelor complexe.

Expresiile obţinute sînt mai simple şi calculate direct, fără orientări.

Formulele pot fi adaptate calculului cumulat la maşini de calcul.



BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 627.1

CONTRIBUTIONS À L'ÉTUDE DU DÉROULEMENT DANS LE TEMPS DU PROCESSUS DE COLMATAGE AU CAS DE CERTAINS LACS PETITS ET MOYENS

PAR

VICTOR ZAVATI, I. GIURMA et AMEDEO MITROI

1. Introduction

Pour la valorification complexe et intégrale de l'eau la capacité de retention des lacs d'accumulation s'établit pour les fonctions multiples de celles-ci y compris pour l'atténuation des crues, qui a le rôle de protection contre les inondations.

La durée de fonctionnement des accumulations conformément à la capacité utile envisagée est sensiblement diminuée par le processus de colmatage.

L'établissement de la prognose du colmatage des lacs moyens et petits et l'établissement des mesures préventives en vue de la réduction de l'intensité de celui-ci — spécifiques au cas du bassin hidrographique contrôlé — imposent des études et des recherches dans ce domaine.

Les recherches effectuées se réfèrent aux lacs de Podu-Iloaiei, Cucuteni, Ciurbeşti et Ezăreni, qui font partie du complexe de travaux hydrotechniques et régularisation du ruisseau Bahlui à Jassy, pour la protection contre les inondations de la dville de Jassy et de la platforme industrielle de la vallée de Bahlui.

2. Détermination de la colmatation des lacs par des méthodes classiques topo-géodesiques et photogrammétriques

Après le traitement des mesures topographiques effectuées à l'aide de 10 profiles transversaux pour le lac de Podu-Iloaiei, 14 pour le lac de Cucuteni, 24 pour le lac de Ciurbeşti et 15 pour le lac de Ezăreni on a obtenu les volumes d'alluvions déposées dans ces lacs depuis leur mise en pratique durant les années 1963 et 1964, jusqu'en 1975.

Pour la période 1976—1979 d'autres mesures topographiques ont été effectuées pour chaque lac dans les profils transversaux, materialisés en 1975 et à l'aide de calculs similaires on a déterminé les volumes d'alluvions déposées chaque année.

Pour l'application dans des conditions opérationelles des méthodes photogrammétriques analytiques à l'étude du colmatage on a effectué des enregistrements et des déterminations photogrammétriques initiales (1979) et plus tard (1980) aussi au lac de Ciurbeşti.

Pour réaliser une certaine précision compatible à l'analyse des colmatages, les recherches et les expérimentations se sont axées sur la triangulation photogrammétrique satélitaire adaptée aux mesures du domaine des distances finies.

Le transfert des photogrammes a été effectué à l'aide de la chambre métrique UMK—NP/1318, en utilisant trois stations de photographie aux axes convergents.

Les surfaces étudiées ont été repérées par des disques blancs, par des jalons et par des mires topographiques.

Après le traitement photochimique, les photogrammes ont été mises en valeur par voie analytique, en utilisant le comparateur spectrophotométrique IZA-2 pour mesurer les distances et l'ordinateur électronique pour traiter les données. Dans ce but on a utilisé les programmes [1] :

INDEX, FØTØGRAM ; APRØSTAT ; APRØCØNT ; APRØTRAN, RIGØRT ; RIGØRC et ERØR.

Finalement on a déterminé les coordonnées des points de contrôle et des points stéréotriangulés à l'échelle réelle.

À partir de l'analyse comparative du flux informationnel étudié pendant les deux ans, on a obtenu les différences de côtes $\Delta_z = Z_{1980} - Z_{1979}$ en chaque point caractéristique.

La moyenne arithmétique de ces différences de côte ($\Delta_z = 0{,}028$m) multipliée par la surface de la cuve du lac affectée par le processus de colmatage représente le volume d'alluvions colmaté dans le lac de Ciurbeşti à la période mentionnée. Les données obtenues pour les quatre lacs étudiés sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1

Lac	Volumes colmatés dans la période, [m³]						Total des volumes colmatés m³
	jusqu'à l'année 1975	1976	1977	1978	1979	1980	
Podu-Iloaiei	1964 1975 1 460 538	121 570	104 174	137 955	123 998	—	1 948 235
Cucuteni	1965 1975 560 047	50 081	42 915	56 831	51 081	—	760 955
Ciurbeşti	1963 1975 486 267	37 653	32 265	42 727	38 404	40 172	677 488
Ezăreni	1964 1975 357 384	29 587	25 353	33 575	30 178	—	476 077

3. Le traitement statistique des données

Vu que les suites des valeurs connues W_i (les volumes connues d'alluvions colmatées dans les lacs) sont trop courtes on a décidé de passer à la réalisation de nouvelles suites (qui contiennent également les volumes annuelles d'alluvions colmatées dans les lacs jusqu'en 1975) à l'aide de certaines relations de simulation :

$$W_t = \overline{W} + \varphi(W_{t-1} - \overline{W}) - \varepsilon_t,$$

où : $\overline{W}$ — moyenne arithmétique de la suite, φ — coéfficient de chaîne de l-er ordre, ε_t — variable aléatoire.

Cette méthode est laborieuse et ne peut être appliquée qu'à l'aide d'ordinateurs. C'est dans ce but que le programme «CRØNØL» a été réalisé, à l'aide duquel on a calculé 12 termes pour les lacs de Podu-Iloaiei et Ezăreni , 11 termes pour le lac de Cucuteni et 13 termes pour le lac de Ciurbești.

Ensuite on a cherché à déterminer les liaisons corrélatives entre les précipitations moyennes annuelles et les volumes annuels colmatés dans les lacs. En vue de la réalisation d'études statistiques on a établi les suites correspondantes : $X_i = P_i$ (qui a comme termes les précipitations annuelles) et $Y_i = W_i$ (qui a comme termes les volumes annuels colmatés dans les lacs). Pour établir les corrélations linéaires analytiques entre les vecteurs des données on a élaboré le programme CØREL dans le but d'écrire les équations des droites de regression.

Après l'introduction des données et le déroulement du programme on a obtenu les equations suivantes :

a) Pour le lac Podu-Iloaiei :
$$Y = 121\,764{,}69 + 188{,}73343\ (X - 609{,}0625).$$
b) Pour le lac de Cucuteni :
$$Y = 50\,740{,}308 + 83{,}372253\ (X - 608{,}7334).$$
c) Pour le lac de Ciurbești :
$$Y = 37\,638{,}223 + 62{,}514984\ (X - 601{,}27783).$$
d) Pour le lac de Ezăreni :
$$Y = 29\,754{,}812 + 49{,}2298\ (X - 604{,}5625).$$

Le déroulement quantitatif du processus de colmatage pour les lacs étudiés est mis en évidence par le cumul des volumes d'alluvions colmatées depuis la naissance de ces lacs jusqu'en 1980. Pour ces quatre lacs, la variation des données a été évaluée par des polynômes de troisième degré de la forme :

$$F(n) = a_0 + a_1 X + a_2 X^2 + a_3 X^3.$$

Le problème s'est réduit à la détermination des quatre coefficients a_0, a_1, a_2 et a_3 et pour effectuer les calculs on a élaboré et utilisé le programme PATRAT [2] en obtenant ainsi le relations suivantes :

a) Pour le lac Podu-Iloaiei :
$$Y = -24\,642{,}741 + 120\,690{,}88X + 147{,}256X^2 + 1{,}001X^3.$$
b) Pour le lac Cucuteni :
$$Y = 35\,291{,}623 + 36\,871{,}01X + 851{,}2034X^2 + 2{,}0725X^3.$$
c) Pour le lac Ciurbești :
$$Y = 5\,270 + 31\,304{,}732X + 347{,}21X^2 + 2{,}459X^3.$$
d) Pour le lac Ezăreni :
$$Y = -23\,457{,}263 + 34\,599{,}707X - 148{,}2833X^2 - 6{,}2346X^3.$$

4. Evolution dans le temps du processus de colmatage au cas des lacs étudiés

La tendance de déroulement dans le temps du processus de colmatage des lacs étudies a été établie à l'aide des suites de valeurs chronologiques ayant le même pas de temps $\Delta t = 1$ an, représentant les volumes annuels d'alluvions colmatés dans ces quatre lacs. Cette évolution est périodique

et pour la suivre on a utilisé la méthode de la moyenne mobile, qui permet une atténuation de la variation des valeurs.

Le médiateur utilisé est donné par la relation :

$$Y_i = \frac{1}{4}(Y_{i-1} + 2Y_i + Y_{i+1}), \quad (i = 2, 3, \ldots, n).$$

L'opération est basée sur la substitution de chaque valeur des suites (en commençant avec le deuxième terme de chaque suite) par la moyenne correspondante.

La périodicité du processus de colmatage peut être mise en évidence sur des graphiques comprenant plusieurs cycles (Fig. 1).

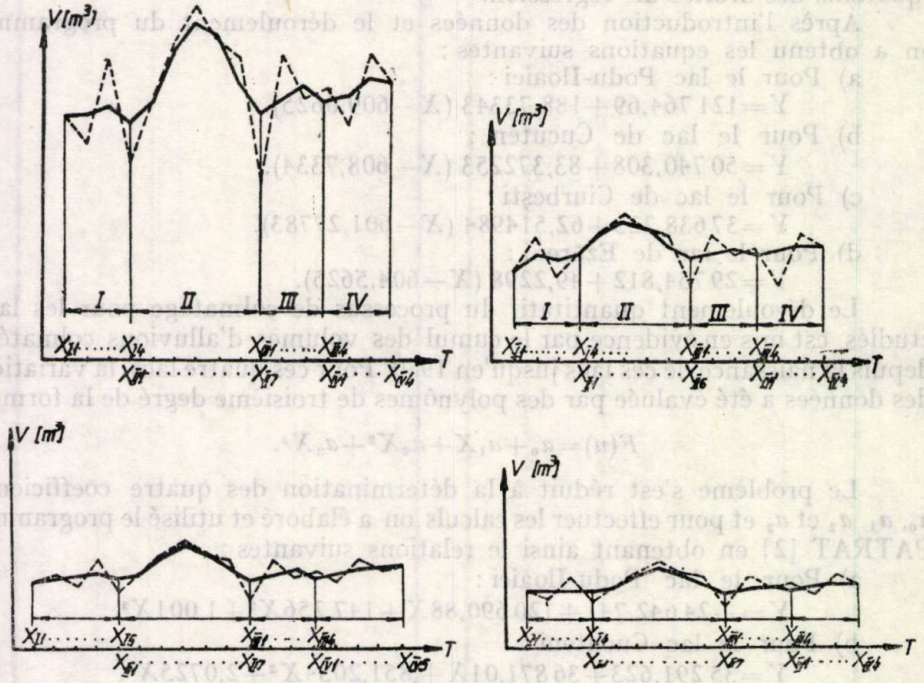


Fig. 1. — Les graphiques de la variation chronologique des volumes d'alluvions colmatées dans les lacs Podu-Iloaiei, Cucuteni, Ciurbești et Ezăreni et des volumes d'alluvions obtenus par la méthode de la moyenne mobile.

Si la periode T de chaque cycle est connue, la variation des valeurs chronologiques données (Y du cycle) peut être décrite par une expression mathématique utilisant le développement en série F o u r i e r [3] :

$$f(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty}\left(a_k \cos k\frac{2\pi}{T}t + b_k \sin k\frac{2\pi}{T}t\right),$$

où : t est une variable indépendante dans l'intervalle $(-T/2, T/2)$ et a_0, a_k, b_k — les coefficients de la série.

En opérant le changement de variable $t=TX/2$ et en déterminant les coefficients en fonction des valeurs connues, Y_i, des suites chronologiques, on a obtenu pour chaque lac des fonctions $f(t)$ de la forme :

a) Pour le lac Podu-Iloaiei :

$$f(t)=947\,716{,}88+\frac{1}{2}\left(333\,209\cos\frac{\pi}{2}t+343\,665{,}5\cos\pi t+362\,070{,}5\cos\frac{3\pi}{2}t+\right.$$

$$\left.+345\,779{,}5\cos 2\pi t\right)+\frac{2}{7}\left(106\,121{,}75\cos\frac{2\pi}{7}t+114\,871{,}75\cos\frac{4\pi}{7}t+\right.$$

$$+140\,709{,}5\cos\frac{6\pi}{7}t+152\,388{,}5\cos\frac{8\pi}{7}t+146\,473{,}5\cos\frac{10\pi}{7}t+$$

$$\left.+124\,474\cos\frac{12\pi}{7}t+108\,699{,}25\cos 2\pi t\right)+\frac{1}{2}\left(339\,208\sin\frac{\pi}{2}t+\right.$$

$$\left.+343\,665{,}5\sin\pi t+362\,070{,}5\sin\frac{3\pi}{2}t+345\,779{,}5\sin 2\pi t\right)+$$

$$+\frac{2}{7}\left(106\,121{,}75\sin\frac{2\pi}{7}t+114\,871{,}75\sin\frac{4\pi}{7}t+140\,709{,}5\sin\frac{6\pi}{7}t+\right.$$

$$\left.+152\,388{,}5\sin\frac{8\pi}{7}t+146\,473{,}5\sin\frac{10\pi}{7}t+124\,474\sin\frac{12\pi}{7}t+108\,699{,}25\sin 2\pi t\right).$$

4. Conclusions

a) Pour l'expression quantitative et l'analyse qualitative du processus de colmatage des lacs, la plus précise méthode d'obtention des données c'est l'enregistrement photogrammétrique de la surface de la cuve des lacs vides d'eau ; pour le traitement des données il est recomandable d'employer l'exploitation digitale sur ordinateurs du flux informationnel obtenu à l'aide des photogrammes.

b) Vu que les suites des données obtenues par des mesures et concernant les volumes annuels des alluvions colmatées dans les lacs à partir de leur mise en pratique jusqu'en 1980 étaient trop courtes, il a été nécessaire d'établir un programme de calcul «CRØNØL» à l'aide duquel on a enrichi ces suites par la création de nouveaux termes.

c) En vue d'établir certaines corrélations pour chaque lac à part, entre les volumes annuels colmatés et les précipitations moyennes annuelles, on a élaboré un programme de calcul «CØREL» et pour formuler les polynômes qui décrivent la loi de variation dans le temps du colmatage, le programme de calcul «PATRAT».

d) L'évolution dans le temps du processus de colmatage aux lacs étudiés permet, grâce aux fonctions $f(t)$ des séries Fourier établies, une prognose du volume colmaté dans chaque année d'exploitation pour les lacs d'accumulation analogues à ceux étudiés.

e) Les graphiques représentant l'évolution dans le temps du processus de colmatage des lacs étudiés montrent que si le processus de colmatage existant se maintient, après 15...20 ans l'accomplissement de la plus importante de leurs fonctions — l'atténuation des crues—sera possible uniquement par la renonciation aux volumes utilisables en d'autres buts.

Reçue le 10 juin 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions
Hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

1. Barbălată I., *Contribuţii la determinarea deformaţiilor în construcţii.* Thèse de doctorat, Institut de Constructions, Buc., 1978.
2. Giurma I., *Studiul colmatării unor lacuri de acumulare din bazinul hidrografic al rîului Bahlui.* Thèse de doctorat, Inst. Polyt., Jassy, 1980.
3. Vladimirescu I., *Hidrologie.* EDP, Buc., 1978.

CONTRIBUŢII LA STUDIUL DESFĂŞURĂRII ÎN TIMP A PROCESULUI DE COLMATARE LA UNELE LACURI DE ACUMULARE MICI ŞI MIJLOCII

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele măsurătorilor privind colmatarea unor lacuri din bazinul hidrologic al rîului Bahlui obţinute prin metode clasice topo-geodezice şi fotogrametrice, prelucrarea acestor date, interpretarea lor şi recomandări pentru stabilirea prognozei volumului de aluviuni colmatat în fiecare an de exploatare la lacurile de acumulare studiate, precum şi la alte lacuri analoge.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.4

UNE STRUCTURE EN ARC DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS POUR LES BARRAGES UTILISÉS DANS L'AMÉNAGEMENT DES TORRENTS

PAR

N. UNGUREANU et N. POPOVICI

1. Introduction

L'utilisation des préfabriqués pour la construction des barrages d'aménagement des torrents constitue à présent un problème prioritaire du secteur spécialisé dans notre pays et ailleurs, grâce aux avantages multiples que la préfabrication présente dans la technologie d'exécution.

En ce contexte on présente ci-dessous un nouveau type de structure des préfabriqués en béton, à l'aide du quelle on peut réaliser de divers types de barrages en arc, convenables du point de vue technique et économique.

2. Présentation de la structure

La structure est réalisée à l'aide des deux types des préfabriqués prismatiques en béton, disposés alternativement en rangées horizontales en forme d'arc (Fig. 1 *a*).

Les joints verticaux, aussi bien que ceux horizontaux peuvent être réalisés alternativement ou d'une façon continue.

Les préfabriqués sont présentés dans les Fig. 2 et 3 et dans le tableau 1.

La stabilité de la structure est assurée par l'effet de coin qui se manifeste entre les préfabriqués dans les deux sens de la courbure, même sans l'utilisation du mortier de ciment. Lorsqu'on produit le déchargement des arcs des préfabriqués dans les rivages résulte le barrage en arc cylindrique (Fig. 4) et quand celui-ci se réalise sur des contreforts on obtient le barrage aux voûtes multiples (Fig. 5).

L'orifice-barbacane utilisé dans les préfabriqués, ayant le diamètre de 80...120 mm, confère à la structure, dans la zone déversée, un degré de pénétrabilité pour l'eau de 8...10%. Le fondement du barrage est plus souple que celui des barrages de gravité et pour l'encastrement dans les rivages on peut utiliser des monolithes massifs dont l'évasure au contact avec le terrain peut être déterminée de la condition que celle-ci ne dépasse pas la capacité portante du terrain.

Tableau 1

Caractéristiques des préfabriqués conformément aux Fig. 1, 2 et 3 [cm]

Éléments géometriques	$D_1=8$; $D_2=10$ $2\lambda=30$; 40 ; 50 $r=600$	$D_1=10$; $D_2=12$ $2\lambda=30$; 40 ; 50 $r=800$	$D_1=10$; $D_2=12$ $2\lambda=30$; 40 ; 50 $r=1\,000$	Poids kg
a_1	30	35	38	51 ... 110
a_2	28	33	36	
a_3	20	25	30	
b_1	25	28	30	
b_2	23	27	29	57 ... 110
b_3	35	38	42	

3. Indications en ce qui concerne le calcul et l'exécution de la structure

Les préfabriqués doivent être réalisés en béton, la marque B 200... B 300, compacté par vibration. À l'exécution on va assurer la planéité des joints horizontaux et verticaux, l'uniformité de la grosseur du mortier (de marque au moins 100) dans des joints d'une ouverture de 2...3 cm.

À l'état de projet on va effectuer des vérifications concernant :

a) La compression :

$$p_{max} r < 2mR\lambda, \tag{1}$$

où 2λ représente la grosseur du préfabriqué ; m — le coefficient qui caractérise les conditions de travail ($m=0{,}8...0{,}9$); p_{max} — la pression en amont à la base de la structure, due à la pression de l'eau et des alluvions retenues ; R — la résïstance de calcul à la compression du béton ; r — le rayon moyen de courbure de la structure.

b) Le cisaillement :

$$p_{max} a_1 h \leqslant 2m_1 \lambda h R_f, \tag{2}$$

où : R_f — la résistance de rupture au cisaillement du béton ; m_1 — le coefficient qui prend en considération la diminution de la section au cisaillement ($m_1=0{,}85...0{,}90$).

c) Le cisaillement du mortier dans les joints verticaux :

On considère que le mortier dans les joints horizontaux est fissuré, ce qui ne met pas en danger la résistance de la structure :

$$p_{max} a_1 h \leqslant 4m_2 \lambda h R'_f, \tag{3}$$

où : R'_f — la résistance au cisaillement du mortier ; m_2 — le coefficient qui tient compte des conditions de travail ($m_2=0{,}80...0{,}85$), des imperfections éventuelles au remplissage des joints et du fait que la section de travail est inférieure à celle de $2\lambda h$ (Fig. 3).

La dimension λ résulte d'habitude de la condition de cisaillement du préfabriqué le plus sollicité (Fig. 3). Prenant en considération le fait que durant l'exploitation peuvent apparaître diverses situations (des diminutions à cause des orifices, le montage moins exact de certains préfabriqués, des flexions, des tassements, des déplacements des rivages, asymétrie du chargement, etc.), on ne va pas adopter $\lambda < 15$ cm, la grosseur de la structure (2λ) en étant comprise entre 30...50 cm.

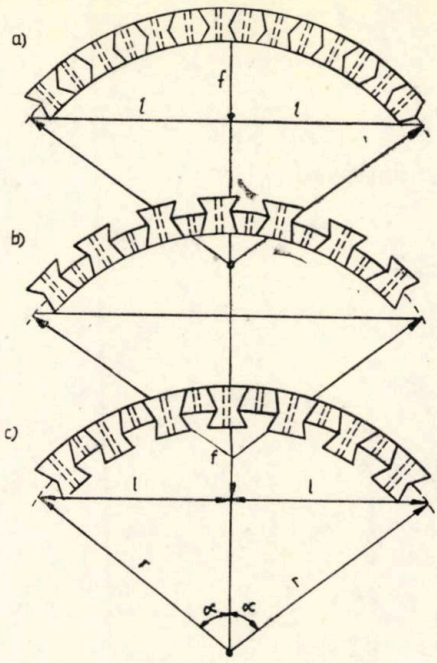


Fig. 1. — Variantes des structures en arc cylindrique des éléments préfabriqués.

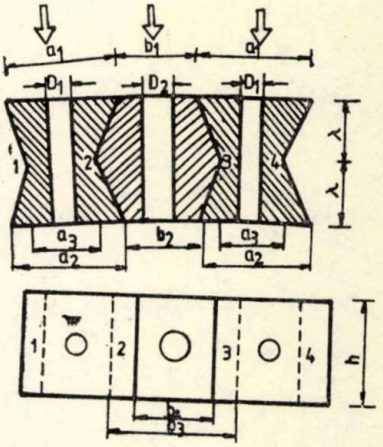


Fig. 2. — Détails des éléments préfabriqués pour la structure proposée.

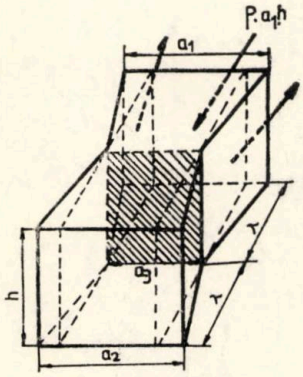
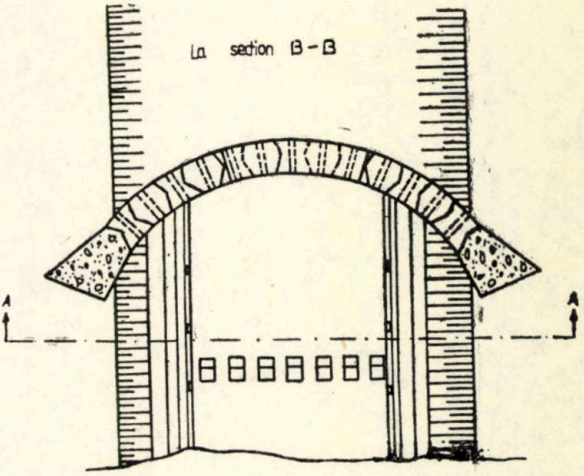
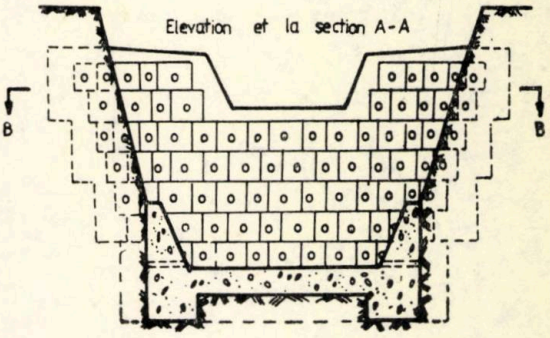


Fig. 3. — L'élément le plus solicité.





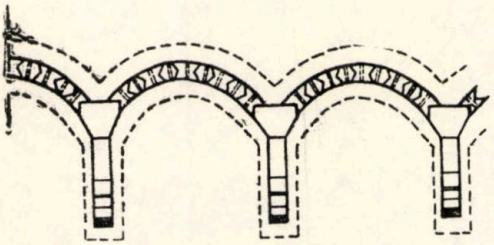
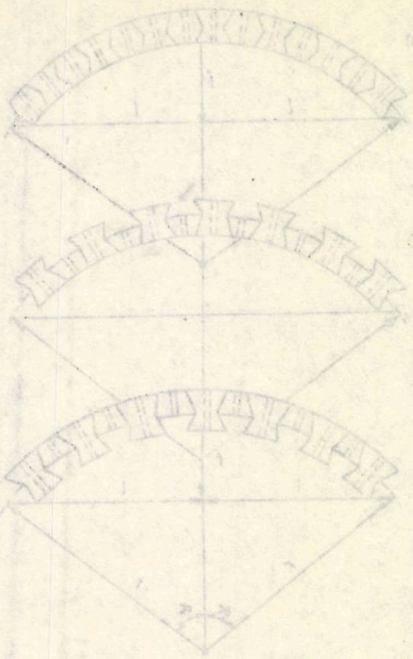
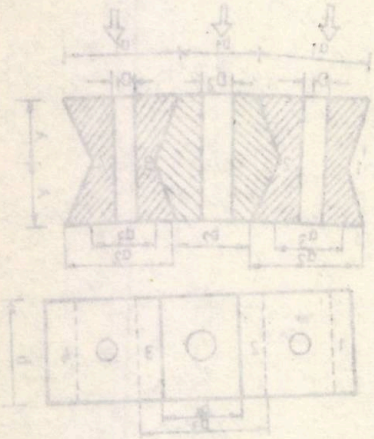
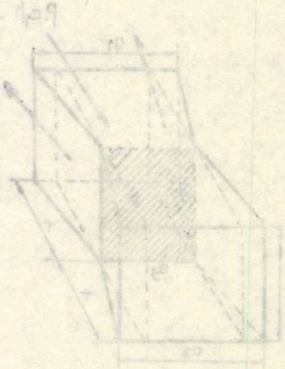


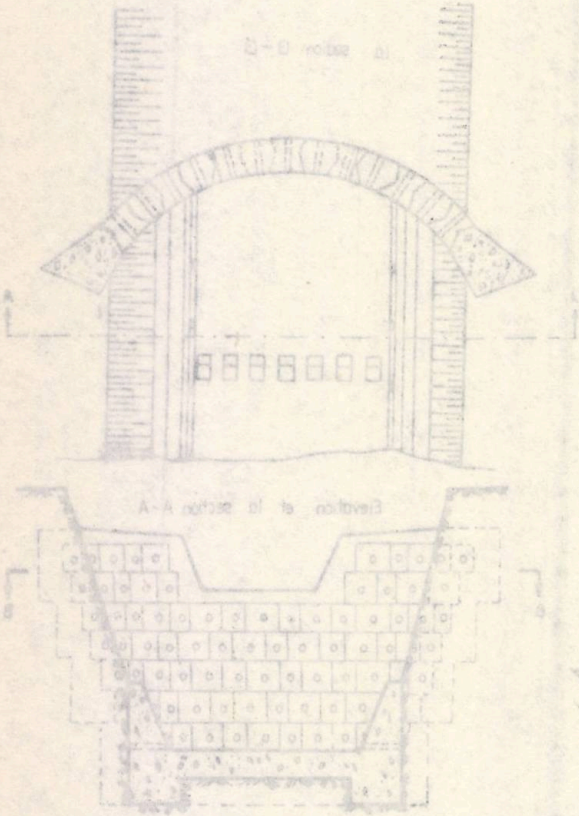
Fig. 4. — Barrage en arc cylindrique des éléments préfabriqués.

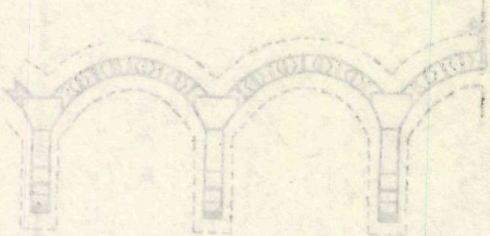
Fig. 5. — Barrage aux voûtes multiples sur des contreforts.











Au tracement on peut utiliser des angles au centre $2\alpha = 80° \ldots 150°$ mais plus convenables sont ceux compris entre 100°...130° (Fig. 1). Conformément à cet intervalle pour l'angle 2α résulte: $l = 0{,}707\ r \ldots 0{,}865\ r$: $f = 0{,}293\ r \ldots 0{,}5\ r$. Les rayons ($r$) utilisés peuvent être de 4...12 m et les fentes de 4...20 m.

Un calcul optimum des voûtes multiples suppose le tracement de ceux-ci à des rayons relativement courtes, pour diminuer les efforts de compression de l'arc, des ouvertures plus larges qui exigent un nombre réduit de contreforts, un chargement modéré des contreforts, des efforts réduits de cisaillement dans les joints pour éviter la fissure du mortier.

Les dimensions et les formes des contreforts seront choisies par rapport aux forces qui doivent les reprendre et le matériel d'exécution, la section variable en étant la plus indiquée. Les contreforts son solicités à la flexion avec compression, mais dans le cas de différentes pressions des voûtes, ou lorsqu'une des voûtes cède, des torsions peuvent apparaître ; le moment de torsion est donné par la pression de la voûte qui a la direction de la tangente à l'axe de l'arc en appui.

Pour les barrages situés dans les régions séismiques il est nécessaire que la pression qui est prise en considération sur le parament en amont soit majorée uniformément, à savoir : avec 20% pour les zones avec un degré de seismicité 7, avec 30% pour le degré 8 et avec 40% pour le degré 9.

4. Considérations fonctionnelles et économiques

Le but fonctionnel de base pris en considération dans le calcul des barrages ayant la structure préconisée peut être : la consolidation du talweg, la protection des rivages et la retenue des alluvions. Les barrages peuvent être emplacés sur les secteurs d'excavation, aussi bien que sur ceux de transport du réseau torrentiel.

La structure représentée dans la Fig. 1 *a* présente, par rapport aux variantes des Fig. 1 *b* et 1 *c*, l'avantage d'une sûreté augmentée, l'exécution d'un attérissement étant inutile, car, en obturant partiellement la structure les effets avantageux du filtrage seraient diminués. De même sont diminués les sollicitations à l'écrassement qui peuvent apparaître au contact entre les éléments.

Les structures présentées dans la Fig. 1 exigent pour l'exécution approximatif les mêmes quantités de béton sur ml ouverture, dans les mêmes conditions de calcul des dimensions.

Prenant en considération le poids relatif petit des préfabriqués, entre 50...115 kg, on peut les exploiter pour des hauteurs de 4...8 m avec des moyens usuels de mécanisation. En ce sens les orifices prévus dans les préfabriqués avec le but principal du drainage des sédiments des alluvions retenues par le barrage facilite le manipulation.

5. Conclusions

Le type de structure exposé présente les avantages techniques et économiques suivants :

1. Une meilleure qualité des bétons grâce à l'utilisation des agrégats de qualité et correctement dosés, par préparation mécanisée, par vibration etc.

2. L'élimination des pertes inérentes des matériaux qui peuvent apparaître dans des conditions difficiles de terain.

3. L'augmentation de la productivité du travail sur le chantier par l'utilisation des moyens mécanisés aux opérations de montage.

4. La réduction des dépenses de transport et du matériel ligneux pour des coffrages sur des surfaces étendues.

5. La réduction du temps de travail en terrain et l'utilisation efficace de la force de travail tout le long de l'année.

6. Le filtrage des alluvions transportées et le dreinage efficace de l'attérissement formé.

7. La diminution du coût du travail en ensemble.

Reçue le 1 mars 1982

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Mécanique des constructions
et
Chaire de Combat contre l'erosion, pédologie et topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Băloiu V., Ungureanu N., Popovici N., *Lucrare transversală în arc, din prefabricate, pentru corectarea torenților.* Rev. Pădurilor, 2–3 (1978).
2. Ungureanu N., Băloiu V., Popovici N., *Structură de baraj filtrant în arc din elemente prefabricate pentru corectarea torenților.* Brévet d'invention, R.S.R., *75275* (1980).
3. Ungureanu N., Popovici N., *Noi tipuri constructive de baraje filtrante pe torenți.* Communication présentée à la session scientifique jubiliaire de la Faculté de Hydrotechnique, Inst. Polyt., Jassy, 1978.

STRUCTURĂ ÎN ARC DIN ELEMENTE PREFABRICATE PENTRU BARAJE DE CORECTARE A TORENȚILOR

(Rezumat)

Se prezintă un nou tip de structură bazată pe două prefabricate de beton, cu ajutorul căreia se pot realiza diferite baraje în arc, filtrante, pentru reținerea materialului aluvionar pe torenți.

Se insistă asupra problemelor legate de proiectare, execuție și de aspectele economice, trăgîndu-se concluzii asupra oportunității aplicării în practică a noii structuri.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.4

QUELQUES ASPECTS TECHNIQUES ET ÉCONOMIQUES CONCERNANT LA MISE EN PRATIQUE DES NOUVEAUX TYPES DE BARRAGES EN TERRE POUR L'AMÉNAGEMENT DES TORRENTS

PAR

N. POPOVICI

1. Considérations générales

Dans les dernières années, principalement sur les formations torrentielles qui évoluent dans le territoire agricole, on constate l'extension de l'utilisation des matériaux locaux et en particulier de la terre, pour l'exécution des ouvrages transversaux, dans le but de diminuer la consommation des materiaux planifiés et le coût.

Aussi, ont apparu de nouveaux types d'ouvrages qui, ayant à la base la terre, englobent aussi d'autres matériaux pour leur conferir des propriétes qui conduisent, finalement, à obtenir des avantages techniques et économiques importants.

Compte tenu que de tels ouvrages ont été construits dans notre pays au titre expérimental, on présente ci-dessous les résultats d'une étude comparative effectuée pour l'aménagement de la formation torrentielle R_v 27 du bassin hydrographique Nicolina—Iaşi, dans le but de mettre en rélief les principaux aspects économiques liés à l'extension des projets de ces travaux.

2. Les travaux analysés

Les types des travaux analysés sont représentés dans la Fig. 1, à savoir : a) le barrage en terre prévu sur le talus aval avec un canal de décharge d'eau en béton; b_1) le barrage en terre armée avec P.A.S. (polyestère armé en fibres de verre) et le parement aval consolidé avec des éléments préfabriqués aussi de P.A.S.; b_2) le barrage en terre armée avec P.A.S. et le parement aval consolidé avec des dalles prefabriquées en béton armée ; c) le barrage en terre avec le talus aval consolidé avec des blocs préfabriqués en béton.

Les travaux ont été prévus aux mêmes emplacements, pour les mêmes hauteurs, débits de crue, conditions géotechniques et d'exécution etc., tout en réalisant les desseins constructifs en détail, prémesures, dévises et analyses des prix.

Pour conférer au massif de terre qui forme le corp des deux types de travaux de la Fig. 1 *b* et *c*, une résistance à la tension suffisante on a utilisé la consolidation à l'aide de quelques bandes de P.A.S. avec une largeur de 50 mm, une épaisseur de 4 mm, situées entre elles à une distance de 1 m sur l'horizontale et 0,33 mm sur la verticale.

Les caractéristiques du P.A.S. utilisé comme armatures (realisé par l'Institut Polytechnique de Jassy, Faculté de Constructions) sont : le poids spécifique apparent 1 800 kgf/m³, résistance à l'extension (de calcul) aux sollicitations de la dureté 800 daN/cm², le module d'elasticité 180 000 daN/cm² et le coefficient de frottement avec la terre 0,55.

Pour le barrage de la Fig. 1 *b* (variante 2) les éléments du P.A.S. pour la protection du parement aval sont réalisés sous forme elliptique avec une hauteur de 0,25 m, une longueur de 2 m et une épaisseur de 3,5 mm. La liaison avec les bandes d'armement est réalisée avec des vis et éclisses métalliques (Fig. 2). Pour ces deux barrages en terre armée, dans la zone des armatures, on a calculé le projet technique d'un remplissage de ballast et le deverseur a été consolidé avec du béton coulé. Pour le barrage de la Fig. 1 *b* on a étudié toutefois la consolidation du parement aval avec des dalles de bétou armé, dont les détails sont présentés dans la Fig. 3.

La consolidation du talus aval pour le barrage de la Fig. 1 *c* a été réalisée avec des blocs de béton de type L ayant les dimensions représentées dans la fig. 4 [4].

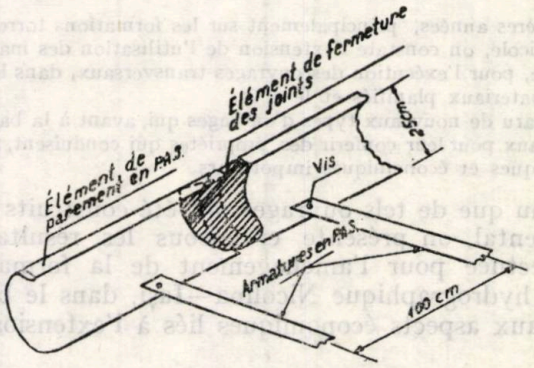


Fig. 2. — Détail d'un élément de parement en P.A.S.

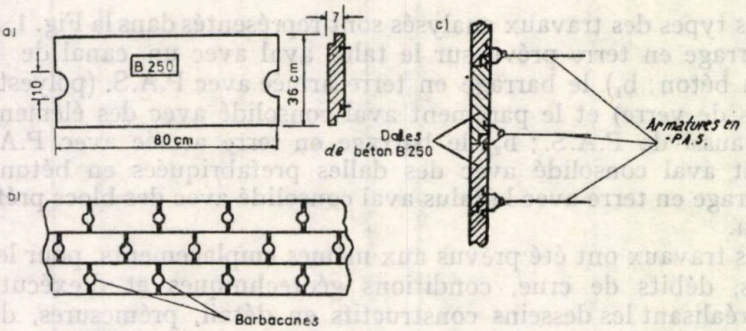


Fig. 3. — Consolidation du parement aval avec des dalles de béton : *a* — détail de la dalle ; *b* — disposition des dalles ; *c* — liaison entre les dalles et les armatures de P.A.S.

Le barrage de la Fig. 1 *a* a été réalisé en terre homogène et pour l'évacuation des eaux de crue il est prévu un déverseur et un canal de décharge de l'eau en béton, sur le talus aval.

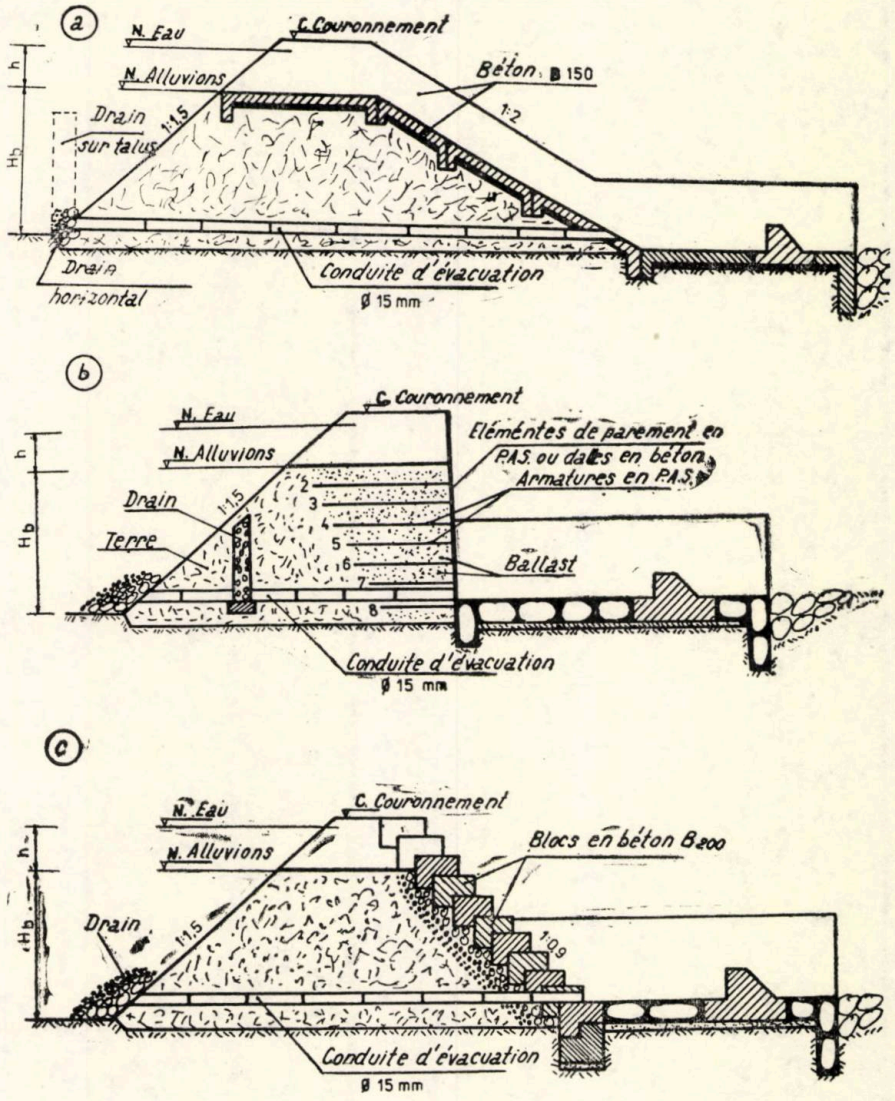


Fig. 1. — Types de barrages étudiés : *a* — le barrage en terre prévu sur le talus aval avec un canal de décharge pour l'eau ; *b* — le barrage en terre armée avec P.A.S. *c* — le barrage en terre avec le talus aval consolidé avec des blocs prefabriqués en béton.

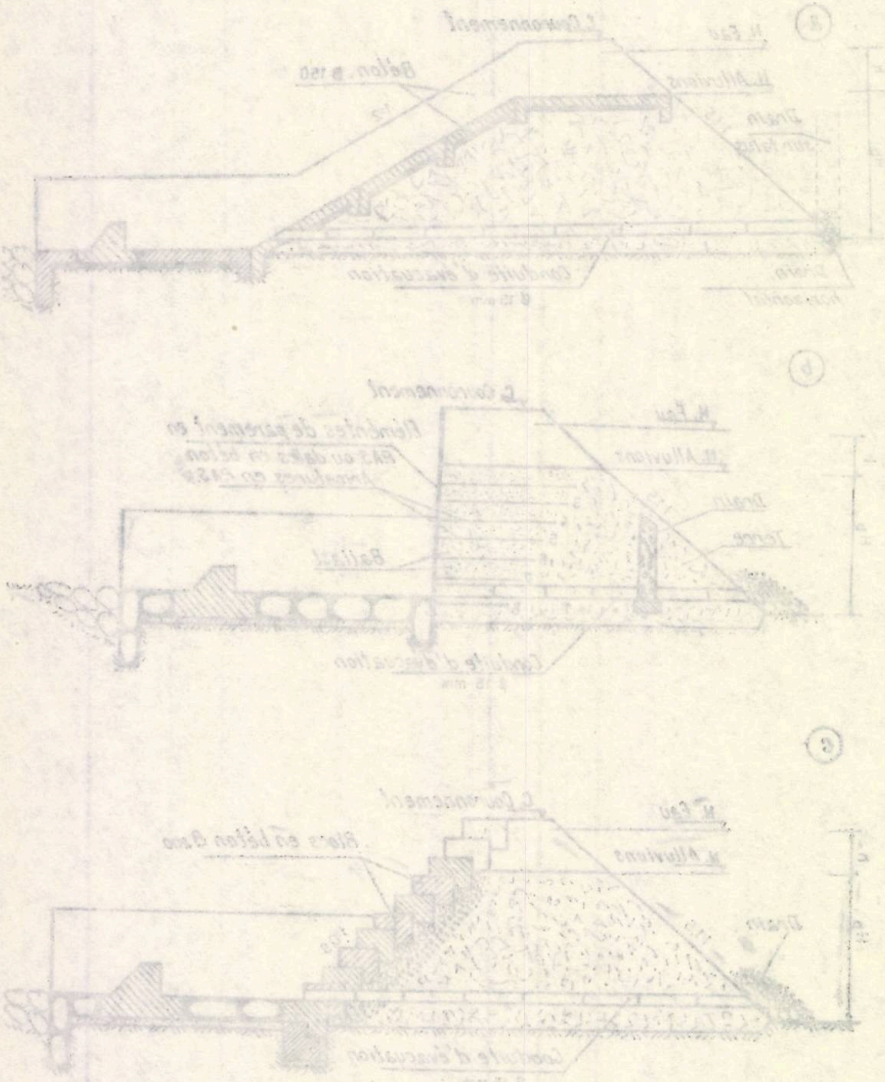


Fig. 1 — Types de barrages étudiés : a — le barrage en terre prévu sur le talus aval avec un canal de décharge pour l'eau ; b — le barrage en terre armée avec T.A.S. c — le barrage en terre avec le talus aval consolidé avec des blocs préfabriqués en béton.

Pour tous les travaux analysés, la protection du lit aval a été réalisée à l'aide d'un dissipateur avec un radier prevu des dents.

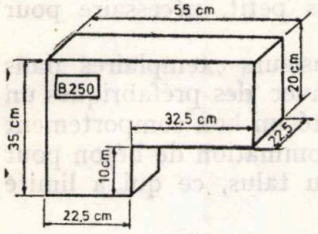


Fig. 4. — Élément préfabriqué (bloc) type L.

3. Les résultats obtenus

Pour les mêmes conditions d'exécution les coûts de la réalisation des ces quatre types de barrages sont présentés dans le tableau 1.

On observe que le barrage le plus économique est celui en terre prévu avec le canal de décharge de l'eau sur talus aval, ouvrage qui à la tendance à être utilisé à large échelle dans les aménagements en Roumanie. Donc, compte tenu que chez ce type de barrage le volume de terrassement est le plus grand, à cause de la consommation réduite de matériaux, il a été possible la réalisation d'un coût minimum sur l'ensemble.

Par opposition le barrage en terre armée avec P.A.S. et prévu avec le parement aval consolidé aussi avec des éléments réalisés par les mêmes matériaux est le plus cher, l'investissement en étant presque double (190%). On doit souligner le fait que ce barrage a été réalisé seulement expérimentalement sur un torrent, en 1978 [1], sans être généralisé.

Tableau 1

Les coûts comparatifs de la réalisation des différents types des barrages

Type de barrage / Coût %	Terre ; sur talus aval canal décharge en béton *a*	Terre armée avec P.A.S. ; le parement aval consolidé avec P.A.S. b_1	Terre armée avec P.A.S. ; le parement aval consolidé avec des dalles de béton b_2	Terre ; le talus aval consolidé avec des blocs de béton *c*
Le montant des frais	100	190	122	132
Matériaux	100	354	119	151
Main d'oeuvre	100	95	131	116
Outillage	100	57	63	151

La variante b_1 (Tableau 1) conduit un coût des matériaux de trois fois plus grand que les travaux de référence (variante *a*), ce qui s'explique d'abord par le coût actuel élevé du polyestère armé (P.A.S.) utilisé pour l'armature et la protection du parement aval.

La variante b_2, adoptant la protection du parement aval avec des dalles de béton, offre une réduction spectaculaire du coût des matériaux. Tenant compte des avantages de la terre armée et de l'exécution relativement simple, cette variante offre, à présent, les conditions les plus favorables admises en exécution.

Pour les deux travaux en terre armée existe la possibilité de diminuer le coût des matériaux si le lit sur le quel on exécute le travail est couvert de un matériel alluvionnaire granulaire qui pourrait remplacer

le ballast de la zone des armature de P.A.S. dont le transport augmente le coût de l'investissement.

Les coûts pour l'outillage dans les ouvrages en terre armée (variantes b_1 et b_2) sont dûes au volume de térassement plus petit, nécessaire pour l'adaptation du parement aval vertical.

Le barrage de la variante *c*, exécuté en plusieurs exemplaires dans le Departement de Vrancea depuis l'année 1975 (avec des préfabriqués un peu différents de ceux de la Fig.4), dont on a constaté un bon comportement sur terain [2], présente encore une grande consommation de béton pour les préfabriqués nécessaires aux consolidations du talus, ce qui a limité sa sphère d'applicabilité.

4. Conclusions

1. Dans les conditions actuelles le barrage prévu avec un canal de décharge de l'eau sur le talus aval présente un coût total comparatif minimum et une consommation réduite de matériaux et main d'oeuvre, ce qui justifie son extension.

2. Le barrage en terre armée avec le P.A.S. et avec le parement aval protégé avec les dalles en béton, ayant un coût approché de celui de l'ouvrage de la variante *a*, peut, dans une certaine situation, être avantageux et nécessite une attention plus grande.

3. La terre armée utilisée à la construction des ouvrages hydrotechniques transversaux de l'aménagement des torrents, peut devenir compétitive à mesure que l'on trouvera des nouveaux matériaux pour l'armature, ayant un coût acceptable.

Reçue le 29 mars 1982

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Lutte contre l'érosion du sol,
Pédologie et Topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Bally R.J., *Barajul din pământ armat de la Moceşti-Prahova.* Communication présentée à la session scientifique jubiliaire de la Faculté de Hydrotechnique, Institut Polytechnique, Jassy, 1978.
2. Cuculas I., *Barajul — pragul din prefabricate tip Focşani pentru amenajarea formaţiunilor torenţiale de pe teritoriul agricol.* Rev. Cereale şi plante tehnice, 5 (1979).
3. Ionescu V., Popovici N., Cuculas I., *Amenajarea formaţiunilor torenţiale pe teritoriul agricol.* Synthèse documentaire, I.N.I.D., Buc., 1980.
4. Popovici N., Pricop A., *Étude sur des nouveaux éléments préfabriqués en béton pour la construction de barrages de type mixt utilisés dans l'aménagement des torrents.* Bul. Inst. polit., Iaşi, XXVI (XXX), *1—4*, s. VI (1980).

ASPECTE TEHNICO—ECONOMICE PRIVIND UTILIZAREA UNOR NOI TIPURI DE BARAJE DE PĂMÎNT PENTRU AMENAJAREA TORENŢILOR

(Rezumat)

Aplicarea lucrărilor din pământ în locul lucrărilor din zidărie de piatră sau din beton pentru amenajarea reţelei de scurgere a torenţilor conduce la economii de cost şi de materiale dirijabile. În acest context se expun cercetări efectuate în paralel asupra a patru tipuri de baraje : barajul de pământ prevăzut cu canal de descărcare a apei pe taluzul aval ; barajul de pământ armat cu benzi din P.A.S. (poliester armat cu fibră de sticlă) şi cu parametrul aval consolidat tot cu P.A.S. ; barajul din pământ armat cu P.A.S. şi parametrul aval consolidat cu dale de beton armat ; barajul din pământ cu taluzul aval consolidat cu blocuri prefabricate de beton.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 628.01

OPTIMAL DESIGN POSIBILITIES OF AN AQUEDUCT WITH GRAVITY FLOW MADE UP OF PREMO TUBES, AFTER MINIMUM CONSTRUCTION COST CRITERION

BY

EMANOIL BÂRSAN and CĂLIN IGNAT

1. Introduction

An aqueduct with gravity flow represents a current case met in water conveyance practice from the source to the store tanks.

From the hydraulic point of view the optimal diameter of the aqueduct is obtained when the entire available potential energy is consumed, i.e. in geometrical interpretation of Bernoulli's equation the entire difference between upstream and downstream heights of the aqueduct.

The PREMO tubes are made in $D_n = 400$; 600 ; 800 ; 1 000 mm sorts and 40 ; 70 ; 100 ; 150 m water column (W.C.) working pressure.

Depending on diameter and working pressure, the costs are given in Table 1.

Table 1

Costs per Unit of Length [lei]

h_t, [m W.C.] / D, [mm]	40	70	100	150	u_t ($Q = 0.8$ m³/s)
1	2	3	4	5	6
1 000	133.12	136.84	141.72	148.48	0.00150
800	92.40	98.36	103.04	121.56	0.00492
600	63.10	65.08	66.72	69.32	0.02280
400	53.08	53.72	54.84	56.84	0.19800

Using these costs and the optimal hydraulic condition, two design posibilities of an aqueduct will be shown taking into account minimum construction cost criterion.

2. Mathematical Description of Problem

Given the flow and location of aqueduct and be x the independent variable that measures the distance starting from point x_0 (Fig. 1).

Note with $h(x)$, $u(x)$, $r(x)$ the hydraulic head in tube, the hydraulic gradient and the slope of the terrain at point x and with $C = f[h(x), u(x)]$, the conduit's cost per length unit in point x.

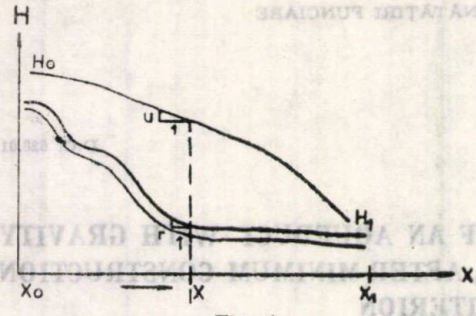


Fig. 1

Hydraulic gradient (head loss per length unit) after [4] is determined using the relation :

$$u=\frac{0.001735Q^2}{D^{5.3}}, \tag{1}$$

where: D — conduit's diameter; Q — transported flow.

$u(x)$ takes discrete values according with the flows and commercial sorts of tubes :

$$u(y)=u_j, \quad (j=1, 2, 3, 4), \tag{2}$$

where u_j is hydraulic gradient associated with D_j diameter and Q flow.

The relation between the head, the hydraulic gradient and slope of the terrain is given by the expresion :

$$\frac{dh(x)}{dx}=u(x)-r(x). \tag{3}$$

It is required the aqueduct dimensioning in interval $[x_0, x]$ so that the cost execution expresion :

$$C=\int_{x_0}^{x} f[h(x), u(x)]dx \tag{4}$$

to be minimum with the initial conditions :

$$h(x_0)=H_0 \text{ and } h(x_1)=H_1 \tag{5}$$

and the restrains given by the relations (1)...(3) for $0 < h(x) \leqslant H_{max}$ (H_{max} = =150 W.C.).

The function f is considered to be given by :

$$f(h, u_j)=C_{ij}, \text{ for } h_{i-1}<h\leqslant h_i, \tag{6}$$

where h_i — avaible maximum pressure for that of i thickness of a given conduit ; C_{ij} — cost per length unit of water pipe with diameter D_j that admits a maximum pressure h_i.

Further, two modes of solving the problem described in this paragraph will be analyzed.

3. Linear Programing Method

Taking into account the costs given in Table 1, the objective function is constructed by help of average costs per conduit because the cost variations are higher at diameter changes than at the pressure changes for a given diameter. It has the form :

$$\sum_{j=1}^{N}\sum_{i=1}^{4} C_i\alpha_{ij}, \tag{7}$$

where C_i — average cost for diameter D_i ; α_{ij} — distance on which the diameter D_i is used on j pipe section ; N — number of pipe section.

Restrains: On a pipe section the sum of participating length of diameters D_i is equal to the length of pipe section l_j :

$$\sum_{i=1}^{4} \alpha_{ij} = l_j. \tag{8}$$

In a certain point on the aqueduct route, the pressure is comprised between 0 and 150 m W.C., available limits for one of commercial diameter.

Depending on the effective pressure there will be chosen for a given diameter D_i, the sorts from columns 2...5 from Table 1.

To solve this problem it is used the simplex algorithm for determining the minimum of relation (7).

The aim of the optimization is to find the pipe sections length on which there are distributed tubes of diameter D_i taken from Table 1, having in view the working pressure and their cost, i.e., aqueduct dimensioning at the minimum cost.

4. Searching Method of the Optimal Hydraulic Gradient Diameters

Starting from the relation (1) for a given flow, in function of diameter, there can be established the specific head loss u_i.

For exemple for $Q=0.8$ m³/s in function of D_i, in Table 1, column 6, are shown the corresponding values of u_i.

Starting from the relation (3) the average hydraulic gradient is defined as :

$$u_m = \frac{H_1 - H_0}{\Delta x} - \frac{\sum_{i=1}^{N} r_i \Delta x_i}{\Delta x}, \tag{9}$$

where $\Delta x = x_1 - x_0$; Δx_i — distance on which the slope of the terrain has the r_i value.

The value u_{opt} satisfies on each section of the water pipe the conditions :

$$H_{output} = H_{input} + (u_{opt} - r_i)\Delta x_i, \tag{10}$$

$$0 \leqslant H_{output} \leqslant 150, \quad (12)\ |u_{opt} - u_m| = \text{minimum}. \tag{11}$$

The calculus is carried on in following steps :

Initiation: $j=1$; $u_m = u_{m0}$ (imposed).

Step 1: On section pipe j it is taken $u_{opt} = u^j_{m0}$. If the relations (10) and (11) are satisfied, the relation (12) will be satisfied too and D_i established. If not, it is chosen an u_{opt} that satisfies relation (10)...(12). Then pass to step 2.

Step 2. There is efectuated the modification of u_{m0} with the relation :

$$u^{j+1}_{m0} = \frac{u_m \sum_{k=1}^{N} \Delta x_k - u^j_{m0} \sum_{k=1}^{i} \Delta x_k}{\sum_{k=j+1}^{N} \Delta x_k}. \tag{13}$$

Step 3: $j=j+1$; if $j<N$ pass to step 1.
Step 4: STOP.

The calculus allow to determine the pipe section havig u_{opt} and then the corresponding diameter, from Table 1.

5. Calculus Example

The terrain configuration from the water catching to the store tank is given in Fig. 1 and Table 2 and 3. The transport flow is $Q=0.8$ m^3/s; $H_0=60$ m W.C. ; $H_1=0$ m W. C. (store tank) ; $\Delta x=20$ km. The aqueduct will be constructed with tubes given in Table 1.

Using the linear programming method (the simplex algorithm) the results are given in Table 2 and Fig. 2, curve *1*.

Table 2

Calculus Example ; Linear Programming Method

$x_{initial}$ m	x_{final} m	Slope r_i	H_{input} m	H_{output} m	D_i m	Cost lei
0.0	2 938.24	0.01	0.0	19.5	0.6	185 344
2 938.24	6 000.0	0.01	19.5	0.0	0.8	282 906
6 000.00	7 128.17	0.001	0.0	2.9	0.8	104 212
7 128.17	9 000.00	0.001	2.9	32.2	0.6	118 063
9 000.00	9 007.76	−0.001	32.2	40.0	0.8	702
9 000.76	12 000.00	−0.001	40.0	46.1	0.8	294 301
12 000.00	15 000.00	0.005	46.0	41.9	0.8	295 080
15 000.00	18 000.00	0.001	41.9	52.5	0.8	295 080
18 000.00	20 000.00	−0.0001	52.5	60.0	0.8	196 720
					Total	1 772 402

Table 3

Calculus Example ; Searching Method of Optimal Hydraulic Gradient Diameter

$x_{initial}$ m	x_{final} m	Slope r_i	H_{input} m	H_{output} m	D m	Cost lei
0.0	2 938.24	0.01	0.0	19.52	0.6	185 344
2 938.24	6 000.00	0.01	19.52	0.00	0.8	282 906
6 000.00	8 598.89	0.001	0.0	6.82	0.8	240 137
8 598.00	9 000.00	0.001	6.82	13.09	0.6	25 301
9 000.00	11 598.89	−0.001	13.09	25.11	0.8	240 137
11 598.89	12 000.00	−0.001	25.11	32.19	0.6	25 301
12 000.00	14 598.89	0.005	32.19	28.61	0.8	240 137
14 598.89	15 000.00	0.005	28.61	33.28	0.6	25 301
15 000.00	16 907.71	0.001	33.28	40.00	0.8	176 272
16 907.71	17 598.89	0.0001	40.00	42.44	0.8	67 984
17 598.89	18 000.00	0.0001	42.44	49.07	0.6	26 103
18 000.00	19 752.59	−0.0001	49.07	55.52	0.8	170 418
19 732.59	20 000.00	−0.0001	55.52	60.00	0.6	17 492
					Total	1 722 743

Using the searching method of optimal hydraulic gradient diameters, the results are shown in Table 3 and Fig. 2, curve 2.

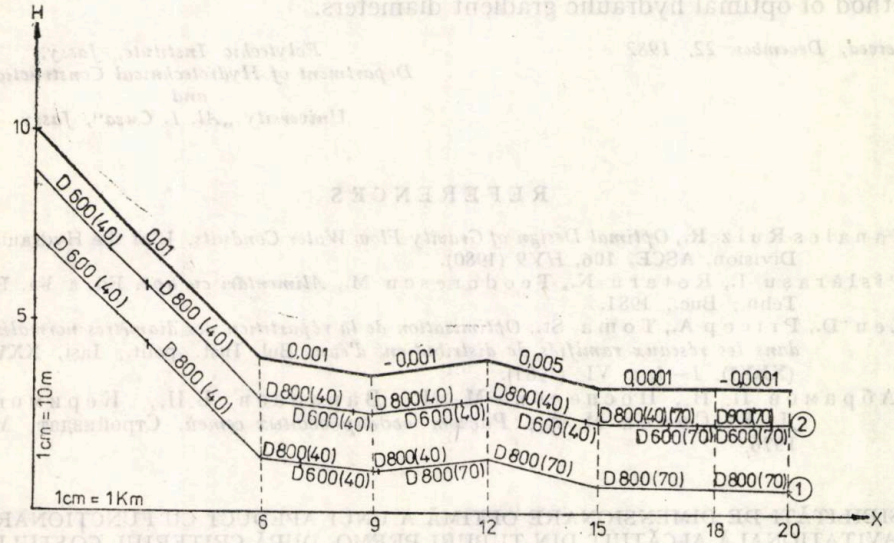


Fig. 2

6. Observations

1. For the given example (6 pipe section=20 km) the optimal hydraulic gradient method leads to a more economical dimensioning than simplex method (1 722 743/1 772 402) lei (an explainable fact because of the average cost consideration per type of water pipe).

2. At automatical calculus result there are necessary diameter modification to carry out the continuity on the aqueduct route. In optimal searching method there must be transformed 1 206 m of $D=600$ mm ($h=40$ m W.C.) in $D=800$ mm ($h=40$ m W.C.) and 680 m of $D=600$ mm ($h=70$ m W.C.) in $D=800$ mm ($h=70$ m W.C.), i.e. at 1 722 743 lei it is added 58 824 lei. In simplex method 1 872 m of $D=600$ mm ($h=40$ m W.C.) there must be transformed in $D=800$ mm ($h=40$ m W.C.) i.e. at 1 772 402 lei it be added 54 960 lei. As a result, for the given example, the linear programming method (the simplex algorithm) leads to a more expensive dimensioning with 2.5...3%.

3. Simplex method on a 64 ko memory can function up to maximum 9 pipe section. The searching method of optimal hydraulic gradient diameters for 64 ko memory functions up to 120 pipe section.

4. For the given example (of 6 pipe section) the simplex method consums longer time with 1.5 than the searching method.

5. The obtained conclusions permit to establish that for the dimensioning of an aqueduct with gravity flow made up of PREMO tubes after minimum construction cost criterion it is will be prefered the searching method of optimal hydraulic gradient diameters.

Received, December 22, 1982

Polytechic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnical Constructions
and
University „Al. I. Cuza", Jassy

REFERENCES

1. Canales-Ruiz R., *Optimal Design of Gravity Flow Water Conduits.* J. of the Hydraulics Division, ASCE, **106**, *HY9* (1980).
2. Pîslăraşu I., Rotaru N., Teodorescu M., *Alimentări cu apă.* Ed. a 3-a, Ed. Tehn., Buc., 1981.
3. Leu D., Pricop A., Toma St., *Optimisation de la répartition des diamètres normalisés dans les réseaux ramifiés de distribution d'éau.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXVII (XXXI)**, *1—4*, s. VI (1981).
4. Абрамов Н. Н., Поспелова М. М., Варапаев В.Н., Керимова Д. Х., Сомов М. А., *Расчет водопроводных сетей.* Стройиздат, М., 1976.

POSIBILITĂŢI DE DIMENSIONARE OPTIMĂ A UNUI APEDUCT CU FUNCŢIONARE GRAVITAŢIONALĂ ALCĂTUIT DIN TUBURI PREMO, DUPĂ CRITERIUL COSTULUI MINIM DE EXECUŢIE

(Rezumat)

Din punct de vedere hidraulic, diametrele optime ale unui apeduct funcţionînd gravitaţional se obţin atunci cînd se consumă integral energia potenţială disponibilă.

Folosind costurile în funcţie de diametru şi presiunea de lucru date în tabelul 1, se analizează două posibilităţi de dimensionare optimă a unui apeduct : a) metoda programării liniare ; b) metoda căutării diametrelor de pantă hidraulică optimă.

Rezultatul optimizării folosind metoda programării liniare îl reprezintă stabilirea lungimii tronsoanelor pe care se distribuie conducte cu diametrul D_i luate din tabelul 1, ţinînd seama de presiunea de lucru şi de costul lor.

Rezultatul calculului folosind metoda căutării diametrelor de pantă hidraulică optimă îl constituie stabilirea pe tronsoane a lui u_{opt} şi deci a diametrului corespunzător din tabelul 1.

În final se dă un exemplu de calcul privind folosirea celor două metode. Se arată avantajele celei de a doua metode.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 626.8

CONTRIBUTIONS À L'ANALYSE DE LA COOPÉRATION DU RÉSEAU D'IRRIGATION AVEC CONDUITS SOUS PRESSION ET LA STATION DE POMPAGE DE MISE SOUS PRESSION

PAR

ȘT. POPESCU, OVIDIU ALEXANDRESCU, DOBRICĂ LEU et DAN LOGHIN

1. Introduction

On présente un modèle mathématique du fonctionnement d'un réseau d'irrigation à conduits sous pression, ramifiés, valable pour n'importe quelle hypothèses de fonctionnement en régime permanent. À l'aide de ce modèle on peut déterminer les paramètres fonctionnels hydrauliques demandés quant à la station de pompage de mise sous pression et le coefficient de stabilité du débit des hydrants en fonction.

Pour la résolution des problèmes énoncés on présente l'organigramme du programme de calcul automatique, élaboré en language FØRTRAN, ainsi qu'une application numérique concrète, de ce programme.

2. Modèle mathématique du fonctionnement du réseau

Soit un réseau de conduits ramifié (Fig. 1). Le conduit i, $(i=1, 2,\ldots,\ldots, n_{\omega-1})$, d'un ordre quelquonque ω, reçoit le débit par son extrémité amont, du conduit d'ordre supérieur $\omega-1$ et peut le distribuer par n^i_ω noeuds, s'appelant prises, aux conduits d'ordre inférieur, $\omega+1$.

Dans chaque instant, dans le conduit i, d'ordre ω, peuvent fonctionner $n^i_{f\omega} \leqslant n^i_\omega$ prises, leur position étant precisée par l'indicateur ν^j_ω, $(j=1,\ldots,n^i_{f\omega})$, avec $\nu^j_\omega \in \{1,\ldots, n^i_\omega\}$; à l'extrémité amont du conduit correspond l'indicateur ν^0_ω.

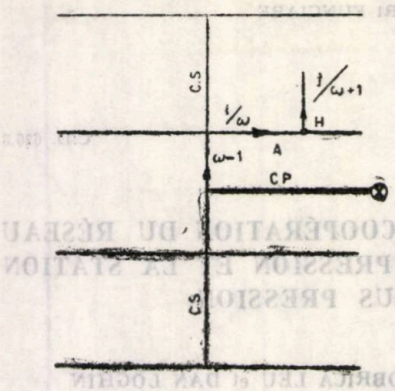
En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections voisines, en amont des prises ν^{j-1}_ω et ν^j_ω, on obtient les relations :

$$H^{j-1}_\omega = H^j_\omega + M^{j-1,j}_\omega (Q^{j-1,j}_\omega)^2, \quad (j=1,\ldots, n^i_{f\omega}). \tag{1}$$

Les relations de continuité satisfaites par les prises en fonction, permettent à ecrire :

$$Q^{j-1,j}_\omega = \sum_{k=j}^{n_{f\omega}} Q^k_{\omega+1}, \quad (j=1,\ldots, n^i_{f\omega}). \tag{2}$$

On suppose que les caractéristiques des prises sont connues, c'est-à-dire



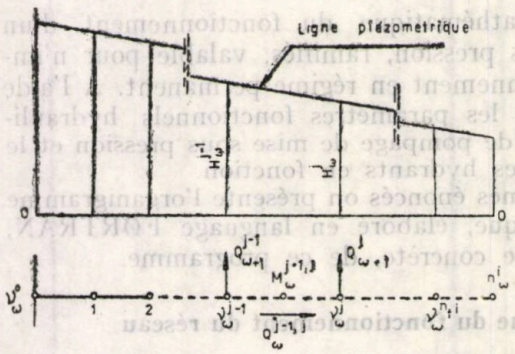


Fig. 1

(3) $$H^j_\omega = H^j_{u\,\omega+1} + M^j_{\omega+1}(Q^j_{\omega+1})^2, \quad (j=1,\ldots, n^i_{f\omega}).$$

Le système constitué par les relations (1)...(3) contient $3n^i_{f\omega}$ equations avec $3n_{f\omega}+1$ inconnues: $Q^j_{\omega+1}$, $Q^{j-1,j}_\omega$, $(j=1,\ldots,n^i_{f\omega})$ et H^j_ω, $(j=0, 1,\ldots, n_{f\omega})$. Si l'on elimine $3n^i_{f\omega}-1$ inconnues, par l'emploi d'une méthode numérique, pour tout le domaine de la variation des débits $Q^j_{\omega+1}$, $(j=1,\ldots,n^i_{f\omega})$, on obtient, avec une suffisante précision, la caractéristique du conduit i d'ordre ω, sous la forme :

(4) $$H^i_{\omega-1} = H^i_{u\omega} + M_\omega (Q^i_\omega)^2,$$

où

$$H^i_{\omega-1} = H^0_\omega \quad \text{et} \quad Q^i_\omega = Q^0_\omega.$$

Pour déduire les caractéristiques du conduit d'ordre $\omega-1$, qui a, comme une de ses prises, le conduit i, d'ordre ω, on utilise les mêmes rélations (1)...(3) mais dans la relation (3) on introduit les relations (4) déduites pour toutes les prises d'ordre ω qui correspondent au conduit d'ordre $\omega-1$.

Donc, en connaissant les paramètres constructifs du réseau, les caractéristiques fonctionnelles des prises d'ordre inférieur-inférieurum et les indicateurs des prises en fonction on peut déduire la caractéristique pour tous les conduits d'ordre supérieur. La caractéristique du conduit du premier ordre sera :

(5) $$H^0_1 = H^0_{u1} + M_1 (Q^0_1)^2.$$

En imposant la valeur Q^{0*}_1 pour la somme des débits des prises d'ordre inférieur-inférieurum, en fonction, les paramètres fonctionnels hydrauliques imposés à la station de pompage de mise en pression seront : Q^{0*}_1 et H^{0*}_0, où $H^{0*}_0 = H^0_{u1} + M_1 (Q^{0*}_1)^2$.

La solution du problème de la distribution du débit Q^{0*}_1 à toutes les prises d'ordre inférieur-inférieurum (dans le cas des systèmes d'irrigations — les hydrants) en fonction est obtenue en utilisant succésivement les rélations (1)...(3) dans lesquelles on considère comme connus les paramètres hydrauliques fonctionneaux de l'extrémité amont du conduit.

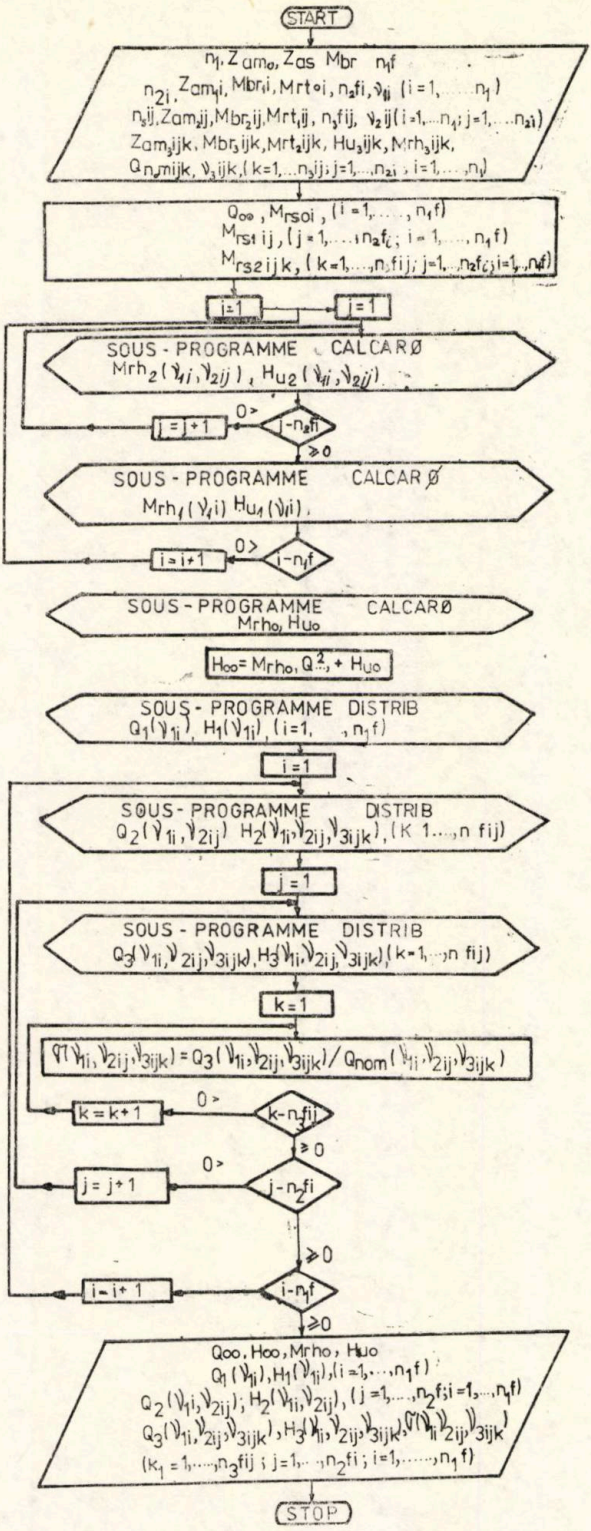
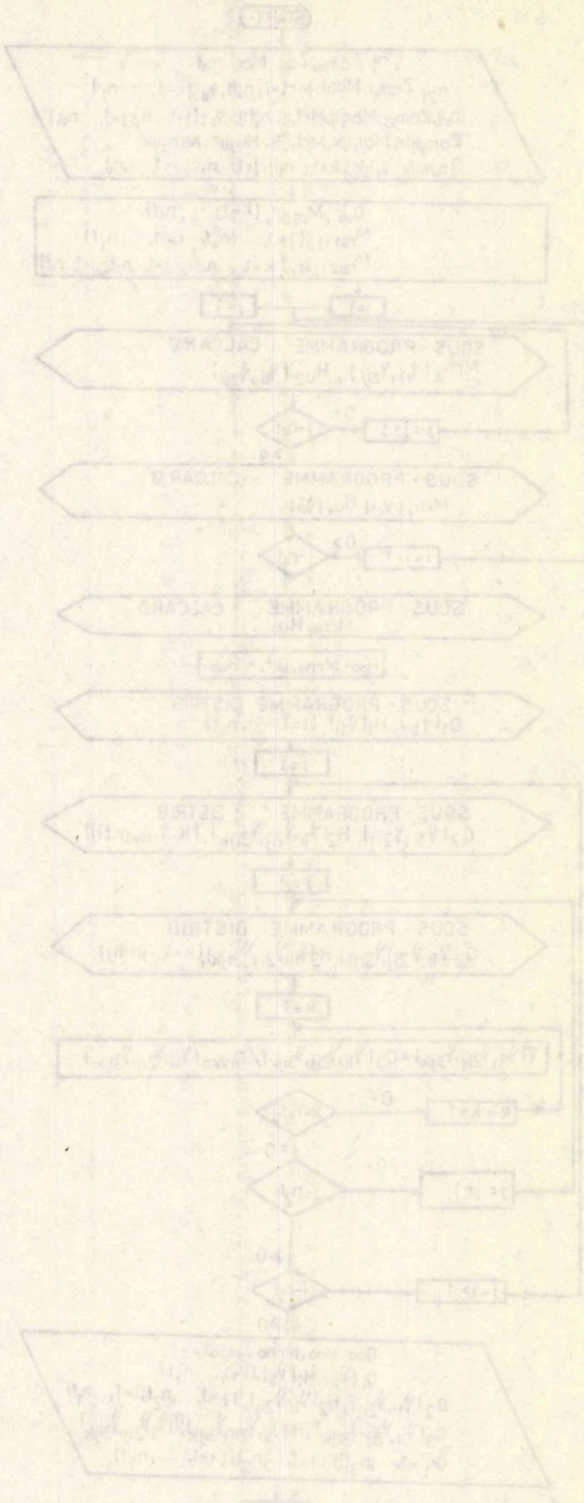

START
n_1, Zam$_o$, Zas Mbr n_1f
n_{2i}, Zam$_{1i}$, Mbr$_{1i}$, Mrt$_{oi}$, $n_2$fi, ν_{1i} (i = 1, ..., n_1)
n_{3ij}, Zam$_{2ij}$, Mbr$_{2ij}$, Mrt$_{1ij}$, $n_3$fij, ν_{2ij} (i=1,...n_1; j=1,...n_{2i})
Zam$_{3ijk}$, Mbr$_{3ijk}$, Mrt$_{2ijk}$, Hu$_{3ijk}$, Mrh$_{3ijk}$,
Q_{n_3}mijk, ν_{3ijk}, (k=1,...n_{3ij}; j=1,...,n_{2i} ; i=1,...,n_1)
Q_{oo}, M_{rsoi}, (i = 1, ..., n_1f)
$M_{rst\,ij}$, (j = 1, ..., $n_2$fi ; i = 1, ..., n_1f)
$M_{rs2\,ijk}$, (k=1, ..., $n_3$fij; j=1, ..., $n_2$fi; i=1, ..., n_1f)
i=1
j=1
SOUS - PROGRAMME CALCARØ
Mrh$_2$ (ν_{1i}, ν_{2ij}), Hu$_2$ (ν_{1i}, ν_{2ij})
j = j+1
0>
j-$n_2$fi
≥0
SOUS - PROGRAMME CALCARØ
Mrh$_1$ (ν_{1i}) Hu$_1$ (ν_{1i}),
i = i+1
0>
i-n_1f
SOUS - PROGRAMME CALCARØ
Mrh$_o$, Hu$_o$
Hoo = Mrh$_o$, Q^2_{oo} + Hu$_o$
SOUS - PROGRAMME DISTRIB
Q_1(ν_{1i}), H_1(ν_{1i}), (i=1, ..., n_1f)
i=1
SOUS - PROGRAMME DISTRIB
Q_2(ν_{1i}, ν_{2ij}) H_2(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}), (K 1..., n fij)
j=1
SOUS - PROGRAMME DISTRIB
Q_3(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}), H_3(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}), (k=1, ..., n fij)
k=1
Q_n(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}) = Q_3(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}) / Q_{nom}(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk})
k = k+1
0>
k-$n_3$fij
≥0
j = j+1
0>
j-$n_2$fi
≥0
i = i+1
i-n_1f
≥0
Qoo, Hoo, Mrho, Huo
Q_1(ν_{1i}), H_1(ν_{1i}), (i=1, ..., n_1f)
Q_2(ν_{1i}, ν_{2ij}); H_2(ν_{1i}, ν_{2ij}), (j=1, ..., $n_2$fi; i=1, ..., n_1f)
Q_3(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}), H_3(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk}), Q_n(ν_{1i}, ν_{2ij}, ν_{3ijk})
(k_1 = 1, ..., $n_3$fij ; j=1, ..., $n_2$fi ; i=1, ..., n_1f)
STOP

Fig. 2



Pour le conduit i, d'ordre ω, en imposant $H^0_\omega = H^i_{\omega-1}$ et $Q^{0,1}_\omega = Q^i_\omega$, on obtient succésivement $H^j_\omega, Q^j_\omega, Q^j_{\omega+1}$, $(j=1,\ldots, n^i_{f\omega})$, selon le modèle :

$$H^1_\omega = H^0_\omega - M^{0,1}_\omega (Q^{0,1}_\omega)^2, \qquad (6)$$

$$Q^1_{\omega+1} = \sqrt{\frac{H^1_\omega - H^1_{\omega+1}}{M^1_{\omega+1}}}, \qquad (7)$$

$$Q^{1,2}_\omega = Q^{0,1}_\omega - Q^1_{\omega+1}. \qquad (8)$$

En rapportant le débit des prises d'ordre inférieur-inférieurum au débit nominal de ceux-ci on obtient les valeurs du coefficient de stabilité :

$$\sigma_k = \frac{Q^k_{\omega max}}{(Q^k_{\omega max})_{nom}}. \qquad (9)$$

3. Le programme de calcul (automatique)

Ayant en vue le grand volume de calcul reclamé par ce modèl on a realisé un programme de calcul automatique, qui a comme base l'ore ganigramme de la Fig. 2.

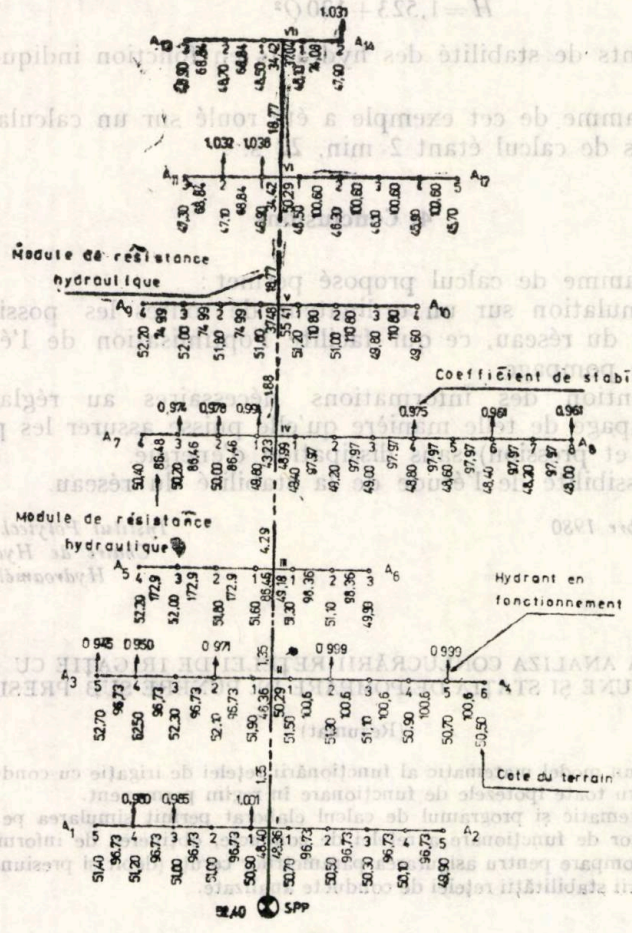


Fig. 3

Le programme a été testé sur un exemple numérique pour un réseau comportant des prises d'ordre I, II et III (Fig. 3) à savoir : a) conduits de Ier ordre : un conduit principal ; b) conduits de IIème ordre : 14 antennes d'irrigation numérotées de 1 à 14 ; c) prises de IIIème ordre : les hydrants d'une antenne qui alimente une seule installation d'arrosage ; elles sont indiquée par deux chiffres — le premier représente le nombre d'ordre de l'antenne et le second, le nombre d'ordre du hydrant sur l'antenne.

La hauteur du terrain dans l'extremité amont des conduits et le module de résistance hydraulique des tronçons du conduit des deux prises d'ordre inférieur sont représentées dans la Fig. 3.

Les installations d'arrosage sont du même type. Leur module de résistance hydraulique équivalent, le module d'hydrant d'alimentation y compris, a la valeur $3{,}121 \cdot 10^4$ m $H_2O/s^2 \cdot m^{-6}$ à un débit nominal de 0,04 m^3/s.

Le schéma de fonctionnement du réseau est représenté dans la Fig. 3.

Du calcul il résulte l'équation caractéristique équivalente du réseau dans le point de branchement avec la station de pompage, à savoir :

$$H = 1{,}523 + 120\,Q^2$$

et les coefficients de stabilité des hydrants en fonction indiqués dans la Fig. 3.

Le programme de cet exemple a été roulé sur un calculateur Felix C-256, le temps de calcul étant 2 min, 22 s.

4. Conclusions

Le programme de calcul proposé permet :

a) La simulation sur un ordinateur de toutes les possibilités de fonctionnement du réseau, ce qui facilite l'optimisation de l'équipement des stations de pompage.

b) L'obtention des informations nécessaires au réglage de la station de pompage de telle manière qu'elle puisse assurer les paramètres imposés (débit et pression) sans dissipation d'énergie.

c) La possibilité de l'étude de la stabilité du réseau.

Reçue le 10 novembre 1980

Institut Polytechnique, Jassy, Chaire de Hydraulique et Hydroamélierations

CONTRIBUŢII LA ANALIZA CONLUCRĂRII REŢELEI DE IRIGAŢIE CU CONDUCTE SUB PRESIUNE ŞI STAŢIA DE POMPARE DE PUNERE SUB PRESIUNE

(Rezumat)

Se prezintă un model matematic al funcţionării reţelei de irigaţie cu conducte sub presiune, valabil pentru toate ipotezele de funcţionare în regim permanent.

Modelul matematic şi programul de calcul elaborat permit simularea pe calculator a tuturor posibilităţilor de funcţionare a reţelei de conducte, obţinerea de informaţii necesare reglării staţiei de pompare pentru asigurarea parametrilor ceruţi (debit şi presiune) precum şi posibilitatea studierii stabilităţii reţelei de conducte analizate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 626.8

SOME HYDRAULIC CHARACTERISTICS OF THE NOZZLES USED IN TRICKLE IRRIGATION

BY

M. LUCA, IOSIF BARTHA and ADRIAN POPIA

1. Introduction

Keeping step with actual economical requirements, the irrigations are continually looking for the development of those technics to correspond to the economy of energy, water and comsumptions of materials.

In this way, by adoption of the trickle irrigation with perforated pipes network as watering method, water is distributed to the plants by the help of some emitters corresponding with the following hydraulic more important parameters : $Q=20 \ldots 200$ l/h and pressures $p=0,1 \ldots 3$ daN/cm^2. Therefore, it is a matter of some discharges with reduced values wich must be constant in time and a little sensitive against the pressure variations as they show in the technics books [1] too; the emitters must present a risk of minimum obturation, a small dimensional volume and a low cost price.

The importance of the trickle irrigation and the proeminent part played by the emitters in this case, determined the necessity of this study, entred on the determination of the hydraulic characteristics of the emitters.

2. The Experimental Technics

The lateral pipes used in the trickle irrigation, especially in the localized irrigation, are constituted of plastic mass, PVC-U and PE j.d., with diameters under 40 mm, on which they fit up the emitters. As emitters which equips the lateral pipes subjected to the experiments were the exterior cylindrical nozzle and the conical convergent one. The analysis of the hydraulic parameters of these nozzles is also imposed by the change of the working conditions, they being fitted up on the pipes with small diameters, fact that modifies the classic values of the discharge coefficient met in the technical books, values referring to the nozzles fitted up in the walls of the reservoirs.

In the present case, the experiments were effectuated for two nozzles situated along the lateral pipe, the distance between them being equal with that corresponding to their installation in the normal conditions of exploitation (Fig. 1). The evacuation of various discharges in downstream permits the simulation of all nozzles positions on the lateral pipe. The exterior cylindrical nozzles were experimented, with $L=3d$ and $d=1.5 \ldots 3.0$ mm and conical convergent nozzles, with $L=4d$, $d=2.0$; 2.5 and 3.0 and $\theta=10°$; 20° ; 30° ; 40°. The accurate measurements of the diamet-

ers of the nozzles permitted the reduction of the relative drifts of the obtained results. They mention that for measurements it used the pressure ecart $H=1.5...30.0$ mcA, with variation of $\pm$ 5 mm cA, the measurements being done with relative drifts of 0.2% for pressure and 0.5% for discharge. The number of the experimental measurements for every diameter of the nozzle was $n \geq 40$, so that for a nozzle resulting about 80...90 pairs of experimental values.

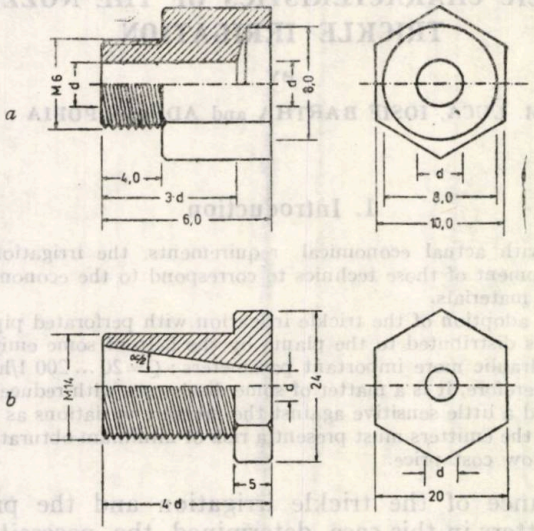


Fig. 1. — The studied nozzles : *a* — cylindrical exterior ; *b* — conical convergent.

3. Obtained Results and Its Analysis

The measurements being made with water, the fineness of processing is identical, all of them presenting living edges, shows that they could not watch the dependence of the discharge coefficient against the degree of processing or viscosity. There were considered determined sizes : geometrical elements of the nozzles, the pressure, transport velocity through pipes and the temperature.

For the drift temperatures of the water met in the practice of the trickle irrigation (14...28°C), it can be observed that this one influences the running unsignificantly values, even inferior to the precision of the measurements and does not present a practical importance. Contrary to all expectations, similar conclusions may be obtain in case of transport velocity influence through pipe upon the discharge coefficient. This factor as for as velocity of about 3.0 m/s, does not intervene in the description of the discharge coefficient (or the influence is under the precision of the measurements). The importance of the other factors in the development of the phenomenon is differentiated, depending on the nozzle type.

a) *As to the exterior cylindrical nozzles* it is to notice a relatively great instability in their working, especially to 10...12 mcA pressure, due

on the one hand to an imperfect and asymmetrical contraction (on account of transport velocity), and on the other hand to the detachment of the wall vein at various pressures. During this interval of the pressure (1.5... ...12.0 mcA), at the progressive increase of this one, the nozzles work with the exit section being full, the vein having a milk white, translucent aspect, the discharge coefficient oscillating with small drifts about $\mu=0.82$ value. At the exceeding of this limit pressure (about 10...12 mcA), the depression in the contracted section reaches to the value of vaporization pressure, favouring the appearance of cavitation phenomenon and with this, the detachment of the vein from the wall of the nozzles, therefore a qualitative leap of passing to working as orifices [3]. At the progressive decrease from the obtained values determined by working as orifice, the aspect of the running (concentrated transparent vein) is maintained to the pressures of 2...4 mcA, after that appears the qualitative leap of passing to the nozzle working with the respective hydraulic characteristics. It is to notice therefore (during the interval of the pressures of 2...4 and 10...12 mcA) the differentiated working in comparison with the direction of variation of the pressure of these emmitters. In the same time it must be mentioned the fact that at the working of the nozzles as orifices, the value of the discharge coefficient does not reach $\mu = 0.59...0.62$, but at medium value $\mu=0.72$ (in fact varies within the limits 0.7098 and 0.7477, except the nozzle with $d=3.0$ mm at which $\mu=0.6467$), fact due to the circulation of the air between the interior wall of the nozzle and the surface of the vein and the existence of the depression in this space (Fig. 2). The direction of the air circulation is explained through its training by the water vein and the created depression put in evidence qualitatively; the quantitative measurements are uncertain to can justify the value of this coefficient. The variation of the discharge coefficient within the limits mentioned above may be interpreted as follow: the greater values correspond to the smaller spaces between the interior wall of the nozzle and vein and the smaller values are specifical to the greater spaces. The phenomenon mentioned before are more evident at the nozzles with small diameters, in comparison with the nozzles with great diameter, where the effect of circulation is reduced as well, as the size of the depression created in the vein interspace — the wall of the nozzle.

The superposition of the pressure domain for which the working of these nozzles is instable, with the practical domain of pressures used in the trickle irrigation, makes these emitters to be improper for the realization of a desired uniformity of the waterings. Eventually they can suggest restrictively the utilization of the exterior cylindrical nozzles at the trickle irrigation for the service pressures under 3 mcA or over 13 mcA.

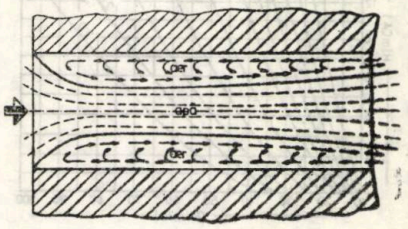


Fig. 2. — The running aspect through the cylindrical exterior nozzle after detachment of the liquid vein.

b) *In the case of the conical convergent nozzles* is possible to observe a good stability of the physical aspect of the running as well as the discharge coef-

ficient. The values of this coefficient in comparison with the geometrical elements of the nozzles—diameter and convergent angle — the other sizes having practically a negligible influence, are specified in the Table 1.

Table 1

The Values of the Discharge Coefficients for the Conical Convergent Studied Nozzles

θ[°] \ d[mm]	2.0	2.5	3.0
10	0.8444 ± 0.0034	0.8460 ± 0.0020	0.8507 ± 0.0035
20	0.8513 ± 0.0038	0.8585 ± 0.0042	0.8567 ± 0.0026
30	0.8543 ± 0.0015	0.8514 ± 0.0043	0.8526 ± 0.0046
40	0.8513 ± 0.0044	0.8455 ± 0.0033	0.8574 ± 0.0031

Analysing the variation of the discharge coefficient in comparison with the geometrical elements of the conic convergent nozzles allow to observe that within the limits of the imposed parameters by the trickle irrigation technics, is possible to use a single value of this one and namely the arithmetical mean $\mu = 0.8517 \pm 0.0031$. The limits of the maximum relative drifts introduced through this simplification are -0.86% and $+0.70\%$, with the relative probable drift of $\pm 3{,}6\,‰$. During the measurements a good stability of the discharge coefficient was remarked at the pressure drift 1.5...30.0 mcA, indifferently the direction of variation of this one. In exchange concerning the obstructions with solid material (resulted from water or pipe), the nozzles behave differentially thus the frequency of their obstruction increases with the increase of their convergent angle and respectivelly with the reduction of the diameter. The number relatively small of obstructions during the experiments did not permitted the determination as a function of repartition of these ones.

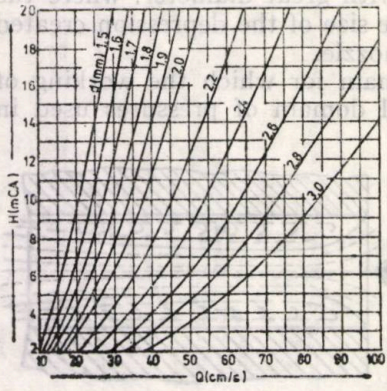


Fig. 3. — The discharge variation with the pressure for the conical convergent nozzle.

The variation of the discharge coefficient in comparison with the convergent angle, is much flatted against those ones presented in literature [3] and which refers to the nozzles fitted up in the walls of the reservoirs. The phenomenon can be assigned to the asymmetrical contraction produced by the transport velocity. The influence of the $\mathcal{R}e$-number upon the discharge coefficient (in the studied domain, $\mathcal{R}e = 12\,000...55\,000$), is not significant, the variation being of 0.5...0.7%, that confirms the good stability of the coefficient for the conical convergent nozzles. For the high pressure at the nozzles with great convergent angle the errosion of the exit edge (the material of which was made

being PVC), is observed, fact which determine their decalibration after a relative short time of working.

Taking into account the results and observations during experiments, conclusion is established that the most suitable nozzles for equipping the lateral lines, are the conical convergent nozzles with an angle of $\theta = 10°$ $L = 4d$; their characteristics are presented in Fig. 3.

4. Conclusions

The work points out the main hydraulic characteristics of the nozzles to be used as emitters at the trickle irrigation, as result of a programme of experiments carried on during last years in the Irrigation and Drainages Laboratory of the Department of Hydraulics and Hydroameliorations. The specific conditions of working of these nozzles differentiate them with respect to functional parameters in the presence of those of general use. The cylindrical nozzles, on the practical domain of pressures of the trickle irrigation (2...15 mcA), have a hydraulic unstable working in comparison with the direction of variation of the pressure, being able to work as orifices or nozzles, determining in this way a marked uniformity of the watering, being not recommended for the purposed aim. This is due to the transport velocity on the lateral line, imperfect and asymmetrical contraction what realizes. The discharge coefficient of these emitters in the case of work as orifices is about 11.6%, more than the values mentioned in the literature, due especially to the existent depression in the contracted section, as result of air circulation in the wall — nozzle liquid vein interspace.

The conical nozzles with convergent angle $\theta = 10°$ present a good stability of the coefficient of discharge, resist well at the abrasion action of the eventual alluvial deposits and hardly becomes obstructed. These qualities recommend them as emitters for equipping the lateral lines used in the trickle irrigation.

Received, March 9, 1982

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics
and Hydroameliorations

REFERENCES

1. Keller J., Karmeli D., *Trikle Irrigation Design.* Edited and published by Rain Bird Sprinkler Manufacturing Corp, Glendora, California, 1974.
2. Blidaru V., *Sisteme de irigaţii şi drenaje.* EDP, Buc., 1976.
3. Cioc D., *Hidraulica.* EDP, Buc., 1975.

UNELE CARACTERISTICI HIDRAULICE ALE AJUTAJELOR DE DISTRIBUIRE A APEI FOLOSITE ÎN MICROIRIGAŢIE

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele experimentale obţinute în urma studiului hidraulic al ajutajelor cilindric exterior şi conic convergent, montate pe rampele de udare folosite în irigaţia localizată. Totodată se face o analiză comparativă între caracteristicile hidraulice ale acestor ajutaje. Rezultatele obţinute pot fi folosite la proiectarea rampelor de udare dotate cu dispozitive de distribuţie de forma ajutajelor.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 627.1

MATHEMATICAL SIMULATION OF RESERVOIRS SILTING

BY

I. GIURMA and VIOREL TOBOLCEA

1. As process, the reservoirs silting was observed long ago but the proportions, the dynamic and the methods of fighting against it wasn't sufficiently elaborated.

Much time the problem was considered solved by preserving a volume for the sediment stratum (wrong called „dead volume") whose size was estimated with a high degree of approximation. The fact that this manner of tackling is insufficient was proved by the negative consequences appeared in the lakes exploitation. That manner of tackling the problem is abandoned now because it is demonstrated that it is impossible to deposit the sediments only in the dead volume, whose delimitation is made by tracing on the curve of reservoir capacity at the proper level, a fictitious plane parallel to the water surface; on the contrary, a big part of the sediment discharge is deposited at a superior height toward the lake's extremity. Thus, the water holding capacity of reservoir is diminished from the start.

2. Taking into account these facts it was intended the simulation of the silting process of the Podu-Iloaie reservoir, that is a part of the Bahlui River basin, and the comparison of the results obtained with the data from the design. For the simulation it is studied the evolution of the Podu-Iloaiei lake silting by systematic measurements in the reservoir and by using theoretical methods intenting to elaborate a calculus model. With this object in view the parameters intervening în the process are fixed and there are used the calculus relations of these parameters existing in the literature [1], [4], [7], [8]. The process was schematized by adopting the following simplifying hypotheses : the silting is produced without forming underflow turbidity currents and the silting process is a bidimensional one. With these assumption the calculus scheme with one source was adopted (Fig. 1) [8].

The mathematical simulation of the silting process was made considering that : a) the silting calculus was made operating from section to

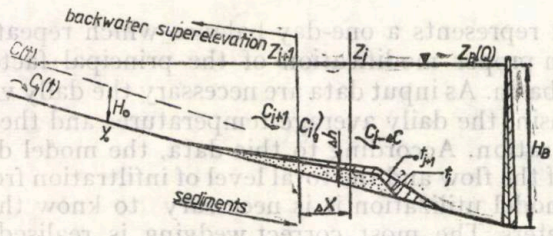


Fig. 1. — The calculus scheme of the silting.

section on finite length sectors for limited time periods ; b) as balance relations between the water current and the sediments stratum was used relations written for each calculus sector and for each period of time Δt ; c) before effectuation the silting calculus for each Δx and Δt the limiting conditions and the ba kwater curve were known ; d) for each calculus sequence the whole lenght of the backwater curve resulted from retaining was crossed succesively three times: from downstream to upstream, calculating the initial backwater ; from upstream to downstream, calculating the sediments and again from downstream to upstream, calculating the supplementary backwater because of sediments.

For the backwater curve calculus from downstream to upstream it was started from the continuity equation and dynamic equation of steady flow in open channels [2] :

$$(1) \qquad Q=w_1v_1=\omega_2v_2=\ldots\omega_iv_i=\text{const.}, \quad (2)\ \frac{\partial z}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\cdot\frac{\alpha v^2}{2g}+\frac{Q^2}{k^2}=0.$$

Using the finite differences on the lenght Δx between two cross sections, the dynamic equation is :

$$(3) \qquad z_2+\frac{\alpha_2v_2^2}{2g}=z_1+\frac{\alpha_1v_1^2}{2g}+\frac{Q^2}{k^2}\Delta x.$$

Taking into account the continuity equation and admiting $\alpha_1=\alpha_2$ we obtain the expression of superelevations Δz :

$$(4) \qquad \Delta z=z_2-z_1=\frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{\omega_2^2-\omega_1^2}{\omega_1^2\omega_2^2}\right)+\frac{Q^2}{k^2}\Delta x.$$

The calculus of the curve of water area, with this relations, was done by successive tests. The calculus was done for different discharges extracted from the hydrograph $Q(t)$ drawn up for the section of dam location.

3. For the drawing up of the discharges hydrograph for the section of the Podu-Iloaiei dam, the process rainfall—runoff was simulated in the lake basin. The basic principle of this simulation model is to establish a mathematical function of the connection between the input and output data [3], [5], [6]. This function is an operant made up of mathematical relations that simulate the processes from the basin under study. The model of simulation used is based on N i e l s e n - H a n s e n model, adapted for specific conditions which characterize the reception basin of Podu-Iloaiei lake.

The model represents a one-day-balance which repeats from one day to another, with proper modification of the principal factors which work in the reception basin. As input data are necessary the daily values of precipitations in the basin, the daily average temperatures and the monthly values of evapo-transpiration. According to this data, the model delivers the daily average values of the flow and the total level of infiltration from the reception basin. For the model utilization it is necessary to know the value of some wedging parameters. The most correct wedging is realised by choosing a values set (for example for a year when we have the input and the

output data) and we try to overlap the simulated discharges (Q_s) on measured discharges (Q_M). The model is considered wedged when the difference :

$$(5) \qquad \sum_{t=1}^{365} [Q_M(t) - Q_s(t)]^2 = F$$

is minimum. Because F is a non linear fonction of the model parameters, the optimization can be done only by numerical way, using the computers [6]. With this object in view, the source programme existent in the bibliography [6] was adapted at the concrete conditions of the reception basin Podu-Iloaiei, obtaining finally the flow in the control profile as daily average discharges ($Q(t)$) for the wanted interval of time.

4. For the calculus of sediments from upstream to downstream a balance relation is used which gives the height of sediment stratum on every calculus sector Δx_i [4] :

$$(6) \qquad \Delta H_i = \Delta C_i \frac{Q \Delta T}{B_i \Delta z_i},$$

where the concentration of solid particles :

$$(7) \qquad C = \frac{R^{3/2} J^{5/2}}{D - v}.$$

is considered.

For the calculus, the SEDIM programme [4] was used, the results being presented in Fig. 2.

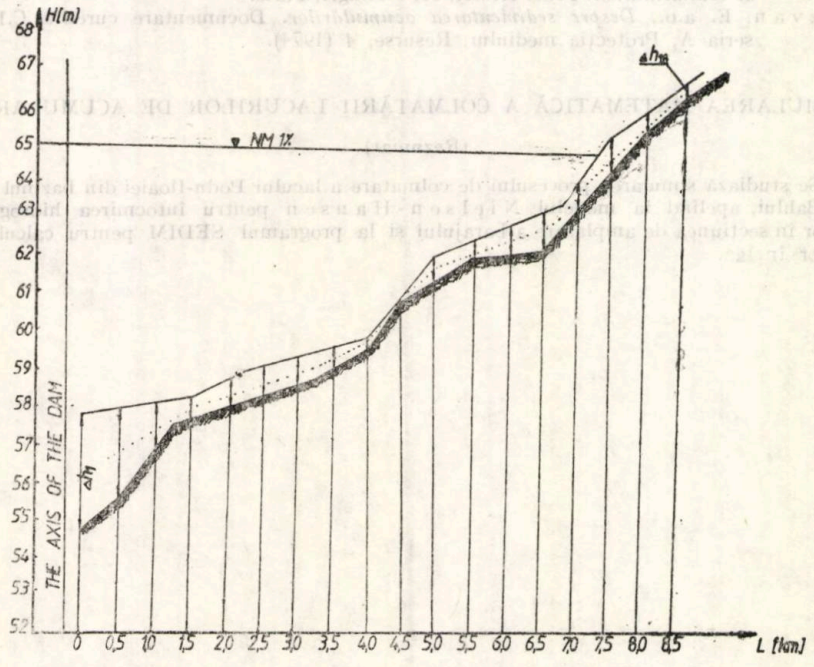


Fig. 2. — Longitudinal profile trough the Podu-Iloaiei lake.

5. From the mathematical simulation of silting results that the sediments form deposits in the reservoirs on their entire area. The silting process causes the decrease of the wather holding capacity of reservoirs if the division of the reservoir capacity in two separate zones is not considered from the design stage. The two separate zones are: one zone who can be included in the dead volume, where usually the silt form a deposit, and another zone placed out of the dead volume, upstream where the bed load and the fraction with the biggest size of the sediment dicharge form a deposit.

Received, June 22, 1982

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnical Constructions

REFERENCES

1. Giurma I., *Studiul colmatării unor lacuri de acumulare din bazinul hidrografic Bahlui.* Ph. D. Diss., Polyt. Inst., Jassy, 1980.
2. Hîncu S. a.o. *Hidrologie agricolă.* Ed. Ceres, Buc., 1971.
3. Ilie L., *Contribuţii la simularea numerică a procesului ploaie—debit.* Hidrotehnica, **23**, 5 (1978).
4. Ionescu Fl. a.o., *Modelarea matematică a sedimentării acumulărilor.* In: Documentare curentă C.I.D.M., Protecţia mediului, Resurse de apă şi gospodărirea apelor, seria A, 5, (1974).
5. Johnston P.R. a.o., *A Study of Parameter Optimisation for a Rainfall—Runoff Model.* The University of New South Wales, 1973.
6. Nielsen S.A. a.o., *Numerical Simulation of the Rainfall—Runoff Process on a Daily Basis.* Nordic Hydrology, 4 (1973).
7. Posey Ch. J., *Moyens préventifs pour éviter la réduction de la capacité d'un réservoir a cause de sédimentation.* Proc. IAMR, XIV Congr., Paris.
8. Răzvan E. a.o., *Despre sedimentarea acumulărilor.* Documentare curentă C.I.D.H., seria A, Protecţia mediului, Resurse, 4 (1974).

SIMULAREA MATEMATICĂ A COLMATĂRII LACURILOR DE ACUMULARE

(Rezumat)

Se studiază simularea procesului de colmatare a lacului Podu-Iloaiei din bazinul hidrografic Bahlui, apelînd la modelul Nielsen-Hansen pentru întocmirea hidrografului debitelor în secţiunea de amplasare a barajului şi la programul SEDIM pentru calculul depunerilor în lac.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4, 1982
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 633.3

CAPACITATEA PLANTELOR DE TRIFOI DE A VALORIFICA APA FREATICĂ DE LA DIFERITE ADÎNCIMI

DE

I. DRAGOȘ și CHIRIL POPESCU

1. Introducere

Apa freatică poate avea un rol foarte important în procesul de creștere și fructificare a plantelor atunci cînd se află la o adîncime potrivită și textura solului permite ascensiunea capilară pînă la rădăcinile plantelor. Astfel, M. Botzan [1] arată că în zona de stepă aportul freatic poate ajunge la 2 000...3 000 m³/ha iar în zona subumedă la 1 500...1 800 m³/ha; I. Nicolaescu [3] arată că în Lunca Dunării apa freatică a determinat, în mod evident, sporirea producției la porumb.

În această lucrare se prezintă rezultatele unor cercetări privind consumul de apă la plantele de trifoi și posibilitățile de valorificare a apei din pînza freatică situată la diferite adîncimi.

2. Metoda de lucru

S-au efectuat determinări pe teren în Cîmpia mijlocie a Crișurilor, unde apa freatică se află la adîncimea de 3—4 m și în luncile rîurilor unde pînza freatică ajunge pînă la 1 m adîncime. Solurile din această zonă s-au format pe depozite aluviale argilo-nisipoase și însușirile lor au fost influențate de condițiile de relief, litologie, hidrologie și climă. Se întîlnește un mozaic de soluri: cernoziomuri levigate, gleizate, freatic umede, soluri brune argilice, podzolice, lăcoviști, solonețuri, soluri gleice etc.

După datele înregistrate la Oradea, în zonă cad 585,4 mm precipitații anual, temperatura medie este de 10,4°C iar ETP=685 mm. Se înregistrează o perioadă relativ umedă din aprilie pînă în iunie și în continuare secetă pînă în octombrie. În intervalul 1976—1979, cînd s-au organizat cercetările, precipitațiile au depășit media multianuală numai în anul 1978 iar ceilalți trei ani au fost secetoși. Temperaturile nu s-au indepărtat prea mult de medie.

Pentru determinări mai amănunțite s-a amenajat o baterie de 12 lizimetre din tuburi de azbociment, cu diametrul de 80 cm, fixate deasupra solului pe o platformă de beton. La baza lor s-a instalat un dispozitiv de

alimentare cu apă la nivel constant şi prin umplerea lizimetrelor cu sol brun argilic molic s-au obţinut coloane înalte de: 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m; 2,5 m şi 3,0 m.

Tabelul 1

Câteva însuşiri ale solului din lizimetre

Adîncimea cm	Nisip 2...0,02 mm	Praf 0,02... 0,002 mm	Argilă > 0,002 mm	*DA* g/cm³	P_t % vol.	P_o % vol.	C_H % greut.	C_0 % greut.	*CC* % greut.	pH în apă	N total %	P_2O_5 mobil %	K_2O mobil %
0 ... 20	37,09	34,75	28,16	1,46	42,0	39,6	7,4	11,1	22,5	5,95	0,20	0,17	0,12
20 ... 50	34,05	30,35	35,60	1,55	40,0	37,7	8,8	13,2	22,2	6,14	0,07	0,08	0,06
50 ...100	33,59	27,40	39,00	1,55	39,0	36,8	8,7	13,0	21,3	6,33	—	—	—
100 ...150	30,70	28,15	41,15	1,50	34,0	32,0	8,4	12,6	20,8	6,40	—	—	—
150 ...200	33,35	27,35	39,30	1,50	33,0	31,2	8,7	12,3	20,5	6,35	—	—	—
200 ...250	30,39	29,70	38,95	1,50	33,0	31,3	7,8	11,7	20,2	6,35	—	—	—
250 ...300	33,80	27,85	38,35	1,50	32,0	30,3	7,7	11,5	20,3	6,52	—	—	—

După cum se poate constata din analiza datelor conţinute în tabelul 1, solul din lizimetre are o textură luto-argiloasă, porozitatea totală şi cea capilară scad de la suprafaţă spre profunzime iar indicii hidrofizici se modifică pe profil în funcţie de textura solului. Conţinutul solului în elemente nutritive este relativ scăzut şi de aceea s-au aplicat, înainte de însămînţarea trifoiului, îngrăşăminte cu azot, fosfor şi potasiu.

Măsurînd, destul de precis, cantitatea de apă consumată din bateria de alimentare a lizimetrelor, precipitaţiile căzute şi evapotranspiraţia reală, s-a putut calcula aportul apei freatice la realizarea recoltei.

3. Rezultatele obţinute şi interpretarea lor

Datele cuprinse în tabelele 2 ... 4 dovedesc că plantele de trifoi folosesc, în primul an de vegetaţie, cantităţi variabile de apă pentru evapotranspiraţie, după cum nivelul freatic este situat mai adînc sau mai aproape de suprafaţă. Astfel, la adîncimea apei freatice de 3 m consumul de apă, în perioada 5 aprilie—1 septembrie, a fost de 3 800 m³/ha iar la adîncimea de 0,5 m consumul pentru aceeaşi perioadă ajunge la 8 814 m³/ha. Se reduce în mod evident consumul de apă la această plantă atunci cînd pînza freatică coboară la adîncimi mai mari de 2 m. Aportul freatic la aprovizionarea cu apă a plantelor variază de la 5% pînă la 98%, fiind în medie de 20% la adîncimea apei freatice de 3,0 m şi de 75% la adîncimea de 0,5 m (fig. 1). Aportul freatic înregistrat în condiţiile menţionate depăşeşte valorile indicate de N. Moraru şi colaboratorii [2] pentru culturile de cîmp, în zonele aride şi semiaride (după I. A. Sarov).

Tabelul 2

Dinamica consumului apei freatice de către plantele de trifoi, anul I, de la adîncimea de 0,5 și 1,0 m

Perioada	Nr. zile	Adîncimea apei freatice					
		0,5 m			1,0 m		
		ETR m³/ha/zi	Aport freatic		ETR m³/ha/zi	Aport freatic	
			m³/ha/zi	% din ETR		m³/ha/zi	% din ETR
5 IV–29 IV	24	29,5	18,1	61	23,2	13,7	59
30 IV–27 V	28	58,3	36,3	62	46,7	26,5	56
28 V–21 VI	25	62,2	37,5	60	47,9	29,7	62
22 VI–2 VII	11	66,0	51,0	77	52,2	33,6	64
3 VII–11 VII	9	69,0	53,0	76	53,0	37,1	70
12 VII–21 VII	10	70,0	54,0	77	57,0	33,6	59
22 VII– 1 VIII	11	72,4	55,9	77	57,5	36,8	64
2 VIII–11 VIII	10	64,2	63,0	98	51,5	43,9	85
12 VIII–22 VIII	11	67,7	66,7	98	54,5	46,5	85
23 VIII– 1 IX	10	68,5	67,5	97	55,2	47,1	85
Total perioadă	149	8 814,8	6 624,0	—	6 980,0	4 690,0	—
Media zilnică	—	59,0	44,4	75	46,8	31,4	67

Tabelul 3

Dinamica consumului apei freatice de către plantele de trifoi, anul I, de la adîncimea de 1,5 și 2,0 m

Perioada	Nr. zile	Adîncimea apei freatice					
		1,5 m			2,0 m		
		ETR m³/ha/zi	Aport freatic		ETR m³/ha/zi	Aport freatic	
			m³/ha/zi	% din ETR		m³/ha/zi	% din ETR
5 IV–29 IV	24	17,7	4,3	24	13,1	4,6	16
30 IV–27 V	28	34,3	8,4	24	25,2	8,8	34
28 V–21 VI	25	38,2	9,5	25	28,2	9,8	35
22 VI– 2 VII	11	38,0	21,8	57	29,5	5,8	19
3 VII–11 VII	9	41,1	24,1	58	30,6	6,4	21
12 VII–21 VII	10	43,1	21,8	50	31,8	5,6	18
22 VII– 1 VIII	11	45,5	23,9	52	32,3	6,3	19
2 VIII–11 VIII	10	38,5	36,6	94	28,9	6,0	20
12 VIII–22 VIII	11	40,9	36,1	88	30,2	5,9	19
23 VIII– 1 IX	10	41,4	34,2	82	30,6	5,6	18
Total perioadă	149	5 325,0	2 631,0	—	3 925.0	1 035,0	—
Media zilnică	—	35,7	17,6	49	26,3	6,9	26

Tabelul 4

Dinamica consumului apei freatice de către plantele de trifoi, anul I, de la adîncimea de 2,5 şi 3,0 m

Perioada	Nr. zile	Adîncimea apei freatice					
		2,5 m			3,0 m		
		ETR m^3/ha/zi	Aport freatic		ETR m^3/ha/zi	Aport freatic	
			m^3/ha/zi	% din ETR		m^3/ha/zi	% din ETR
5 IV – 29 IV	24	13,0	4,1	30	12,7	4,7	37
30 IV – 27 V	28	25,0	8,0	31	24,5	8,9	26
28 V – 21 VI	25	27,8	8,9	30	27,3	9,8	40
22 VI – 2 VII	11	29,1	3,5	12	26,5	2,4	9
3 VII – 11 VII	9	30,2	3,9	13	29,5	2,7	9
12 VII – 21 VII	10	31,1	3,5	11	30,4	2,2	7
22 VII – 1 VIII	11	32,0	3,8	12	33,6	2,6	8
2 VIII – 11 VIII	10	28,2	2,7	9	27,6	1,6	6
12 VIII – 22 VIII	11	29,8	2,6	8	29,2	1,7	6
23 VIII – 11 X	10	30,2	2,5	8	29,6	1,5	5
Total perioadă	149	3 876,0	786,0	—	3 800,0	768,0	—
Media zilnică	—	26,0	5,2	21	25,5	5,1	20

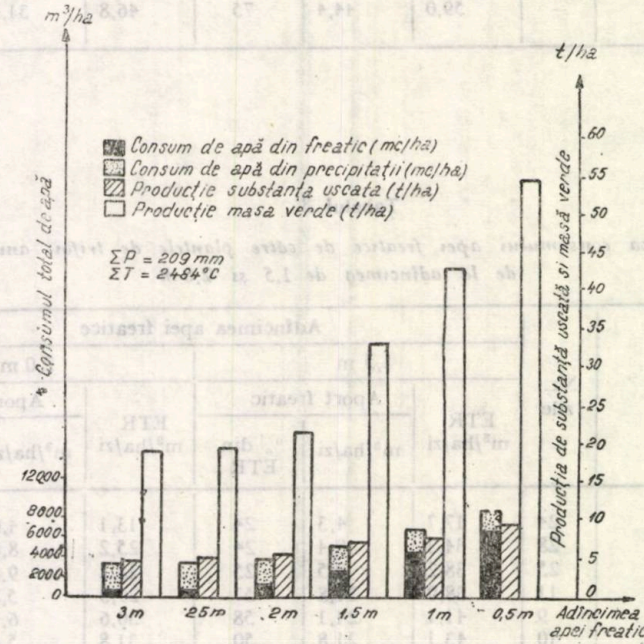


Fig. 1. — Corelaţia între consumul total de apă (precipitaţii + aport freatic) şi producţia de substanţă uscată şi masa verde, anul I, la trifoi, în raport cu adîncimea nivelului freatic.

Din tabelele 5...7 se poate constata că în anul al doilea de vegetaţie trifoiul consumă cantităţi mai mari de apă decît în primul an. Cînd nivelul freatic

Tabelul 5

Dinamica consumului apei freatice de către plantele de trifoi, anul II, de la adîncimea de 0,5 şi 1,0 m

Perioada	Nr. zile	Adîncimea apei freatice					
		0,5 m			1,0 m		
		ETR m³/ha/zi	Aport freatic		ETR m³/ha/zi	Aport freatic	
			m³/ha/zi	% din ETR		m³/ha/zi	% din ETR
1 IV — 3 V	32	29,8	7,0	23	34,6	10,5	30
4 V — 22 V	19	34,3	8,0	22	39,8	12,1	31
23 V — 30 V	8	43,3	27,6	63	50,2	23,5	47
31 V — 21 VI	22	51,0	32,5	64	58,5	27,7	47
22 VI — 5 VII	14	48,0	30,1	62	56,2	41,3	73
6 VII — 1 VIII	27	49,7	22,1	44	57,9	42,5	74
2 VIII — 1 IX	31	52,3	11,9	23	60,6	37,4	62
2 IX — 2 X	31	39,5	9,0	22	45,8	28,3	61
Total perioadă	184	7 968,0	2 940,0	—	9 218,0	5 140,0	—
Media zilnică	—	43,3	15,9	36	50,0	27,9	56

Tabelul 6

Dinamica consumului apei freatice de către plantele de trifoi, anul II, de la adîncimea de 1,5 şi 2,0 m

Perioada	Nr. zile	Adîncimea apei freatice					
		1,5 m			2,0 m		
		ETR m³/ha/zi	Aport freatic		ETR m³/ha/zi	Aport freatic	
			m³/ha/zi	% din ETR		m³/ha/zi	% din ETR
1 IV — 3 V	32	33,7	9,5	28	24,1	2,3	9
4 V — 22 V	19	38,5	10,8	27	27,6	2,9	10
23 V — 30 V	8	48,8	20,7	42	34,9	2,9	8
31 V — 21 VI	22	57,1	24,3	43	41,1	3,4	8
22 VI — 5 VII	14	54,5	35,3	65	39,1	8,1	21
6 VII — 1 VIII	27	56,1	36,3	64	40,3	8,3	20
2 VIII — 1 IX	31	58,8	20,8	35	42,2	10,7	25
2 IX — 2 X	31	44,7	15,7	35	30,8	8,0	26
Total perioadă	184	8 958,0	3 830,0	—	6 428,0	1 150,0	—
Media zilnică	—	48,6	20,8	43	34,9	6,3	18

este la 3,0 m consumul este de 6 148 m³/ha, în perioada 1 aprilie — 2 octombrie, iar la un nivel de 1 m consumul ajunge la 9 218 m³/ha în aceeaşi perioadă. Apa freatică participă în măsură mai mică la aprovizionarea plantelor decît în primul an. De la adîncimea de 3 m ea participă numai în cantitate de 9% iar la cea de 1 m adîncime aportul freatic este de 56% (fig. 2). Considerăm că acest fapt se datoreşte dezvoltării anormale a sistemului

Tabelul 7

Dinamica consumului apei freatice de către plantele de trifoi, anul II, de la adîncimea de 2,5 și 3,0 m

Perioada	Nr. zile	Adîncimea apei freatice					
		2,5 m			3,0 m		
		ETR m³/ha/zi	Aport freatic		Aport freatic		% din ETR
			m³/ha/zi	% din ETR	ETR m³/ha/zi	m³/ha/zi	
1 IV – 3 V	32	23,3	4,2	18	23,0	6,1	26
4 V – 22 V	19	26,7	4,8	17	26,5	7,0	26
23 V – 30 V	8	33,8	2,2	6	33,5	1,5	5
31 V – 21 VI	22	39,7	2,6	7	39,4	1,7	4
22 VI – 5 VII	14	38,4	2,9	7	38,6	2,0	5
6 VII – 1 VIII	27	38,6	3,0	8	39,0	1,8	4
2 VIII – 1 IX	31	40,7	5,6	14	40,3	1,9	5
2 IX – 2 X	31	30,7	4,2	13	30,5	1,5	5
Total perioadă	184	6 208,0	730,0	—	6 148,0	570,0	—
Media zilnică	—	33,7	3,9	12	33,4	3,1	9

radicular al plantelor cînd apa freatică se află la mică adîncime. Este de remarcat consumul mai redus de apă la plantele cultivate pe teren cu pînza freatică la 0,5 m adîncime. Această observație se datorește insuficienței aerului și creșterii anormale a plantelor.

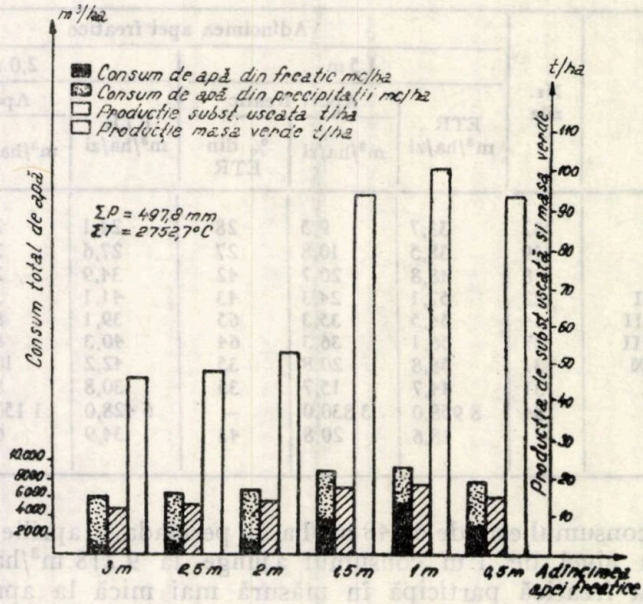


Fig. 2. — Corelația între consumul total de apă (precipitații+aport freatic), producția de substanță uscată și masa verde de trifoi, anul II, în raport cu adîncimea nivelului freatic.

Comparînd consumul de apă determinat la trifoiul cultivat pe teren cu pînza freatică situată la 4...5 m adîncime, cu datele obținute în lizimetre, se constată că în primul caz consumul este mai redus cu 560 m^3/ha (14,7%) în anul întîi și cu 398 m^3/ha (6,4%) în anul al doilea. Considerăm că acest aspect este consecința aportului freatic în lizimetre de la adîncimea de 3 m.

Calculînd coeficientul de valorificare a apei de către plantele de trifoi (tabelul 8) se constată că pentru obținerea unui kg de fîn sînt necesari 0,77 ... 0,98 m^3 apă în primul an de vegetație și numai 0,50...0,52 m^3 în anul al doilea. Se pun în evidență valori mai mari ale coeficientului de valorificare a apei în primul an de vegetație și în cazul cînd apa freatică se află situată la mică adîncime.

Tabelul 8

Consumul de apă la plantele de trifoi cultivate pe teren cu pînza freatică la diferite adîncimi

Adîncimea apei freatice m	Producția de trifoi-fîn kg/ha	Consum total apă m^3/ha	Coeficientul de valorificare a apei m^3/kg fîn	Producția de trifoi fîn kg/ha	Consum total apă m^3/ha	Coeficientul de valorificare a apei m^3/kg/fîn
	Trifoi, anul I			Trifoi, anul II		
0,5	8 993	8 814	0,98	15 171	7 968	0,52
1,0	7 645	6 980	0,91	17 864	9 218	0,51
1,5	6 827	5 325	0,77	17 428	8 958	0,51
2,0	5 058	3 920	0,77	12 604	6 428	0,50
2,5	5 014	3 976	0,76	12 317	6 208	0,50
3,0	4 935	3 800	0,77	12 247	6 148	0,50

4. Concluzii

1. În condițiile de sol și climă din Cîmpia Crișurilor, plantele de trifoi (*Trifolium pratense*) consumă prin evapo-transpirație cantități variabile de apă în funcție de adîncimea pînzei freatice.

2. În primul an de vegetație consumul de apă, este de 3 800 m^3/ha cînd pînza freatică se află situată la 3 m adîncime și sporește pînă la 8 814 m^3/ha pe măsură ce nivelul freatic ajunge la 0,5 m.

3. Apa din pînza freatică participă la aprovizionarea plantelor în medie cu 20% cînd adîncimea acesteia este de 3 m și cu 75%, la adîncimea de 0,5 m.

4. În anul al doilea de vegetație plantele consumă cantități mai mari de apă, cuprinse între 6 128 m^3/ha, cînd nivelul freatic este situat la 3 m adîncime și 9 218 m^3/ha, de la nivelul de 1 m.

5. Aportul freatic este mai redus decît în primul an, fiind numai de 9% de la adîncimea de 3 m și 56% de la adîncimea de 1 m.

6. Coeficientul de valorificare a apei este cuprins între 0,77 ... 0,98 m^3/kg fîn în primul an de vegetație și 0,50 ... 0,52 m^3/kg fîn în anul al doilea.

Primită la 6 mai 1981

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului, pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Botzan M., *Bilanțul apei în solurile irigate.* Ed. Acad. R.S.R., 1972.
2. Moraru N. și colab., *Desecarea terenurilor agricole.* Ed. Agro-silvică, Buc., 1968.
3. Nicolaescu I., *Probleme ale alimentării capilare a solului cu apă din pînza freatică (cu aplicații la Lunca Dunării).* An. I.C.I.F.P., s. Hidroameliorații, vol. 2 (V) (1968)

LA CAPACITÉ DES PLANTES DE TRÈFLE DE VALORIFIER L'EAU PHRÉATIQUE AUX DIVERSES PROFONDEURS

(Résumé)

On présente les résultats des recherches, sur terrain et en lysimètres, concernant la consommation en eau aux plantes de trèfle (*Trifolium pratense*) dans la première et la deuxième année de végétation. On a enregistré des valeurs comprises entre 3 800 m^3/ha et 9 218 m^3/ha selon le niveau phréatique situé entre 3 m et respectivement 1 m. L'eau de la nappe aquifère souterraine participe à la noutrition des plantes en moyenne de 20% lorsque sa profondeur est de 3 m et de 75% lorsque la profondeur de celle-ci este de 0,5 m. Dans la deuxième année de végétation les plantes consomment des quantités plus grandes d'eau que dans la première année et la contribution phréatique est plus réduite. Le coefficient de valorification de l'eau est compris entre 0,77 et 0,98 m^3/kg foin dans la première année de végétation et de 0,50 à 0,52 m^3/kg foin dans la deuxième année.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 633.8

MISE EN VALEUR DE L'EAU PHRÉATIQUE DES DIVERSES PROFONDEURS, PAR LA BETTERAVE À SUCRE

PAR

CHIRIL POPESCU et I. DRAGOŞ

1. Introduction

Les plantes absorbent des grandes quantités d'eau de la nappe phréatique quand celle-ci ne se trouve pas à une trop grande profondeur. M. Botzan [2] montre que dans la steppe l'eau phréatique peut contribuer au ravitaillement des plantes avec 2 000 ... 3 000 m³/ha, et dans la zone de sylvosteppe avec 1 500 ... 1 800 m³/ha.

Dans la plaine du Danube, I. Nicolaescu [4] observe une évidente augmentation de la production au maïs sous l'action de l'eau phréatique.

Dans ce travail on présente les résultats de certaines recherches concernant la capacité de la betterave à sucre de valorifier l'eau phréatique des divers profondeurs.

2. Méthode de travail

Les recherches ont été organisées dans la plaine moyenne des Criş où l'eau phréatique se trouve à 3...4 m de profondeur et dans les terres basses inondables des ruisseaux où celle-ci se trouve à 1 m de profondeur. Les sols de cette zone se sont formés des dépôts alluvials argilo-sableux, étant influencés par le relief, par des facteurs hydrologiques et climatiques. On y rencontre des chernozems-levigés à nappe phréatique, vergleyt, des sols bruns, podzoliques, lacovichté. Dans cette zone tombent annuellement 585,4 mm précipitations, la température moyenne est de 10,4°C et ETP=685 mm. Les précipitations sont un peu plus nombreuses d'avril au juin, cette période étant suivie par la sécheresse jusqu'au mois d'octobre. Dans l'année 1979, quand les recherches ont été organisées, les précipitations n'ont pas dépassé la moyenne multianuelle et les températures enregistrées ont été elles aussi près de la température moyenne. Pour déterminer plus exactement la consommation de l'eau aux plantes de betterave on a aménagé une batterie de 12 lysimètres de tuyaux en asbeste-ciment au diamètre de 80 cm, placés à la surface du sol sur une plateforme en béton. À la base on a installé un dispositif d'alimentation en eau et par le remplissement des lysimètres avec du sol on a obtenu des colonnes hautes de 0,5 m ; 0,1 m ; 1,5 m ; 2,0 m ; 2,5 m, et 3,0 m. On a employé un sol brun argilique molique à texture limon-argileuse, avec la porosité totale et capilaire décroissant de la surface vers

la profondeur, tandis que les indices hydrophysiques se modifient sur le profil en fonction de la texture du sol (Tableau 1).

Pour calculer la consommation en eau on a enregistré les précipitations tombées, l'évapotranspiration réelle et l'eau consommée de la battérie d'approvisionnement des lysimètres ou l'apport de l'eau phréatique, à la réalisation de la récolte.

3. Résultats obtenus et leur interpretation

Les données des tableaux 2...4 et de la Fig. 1 montrent que les plantes de betterave consomment des quantités variables d'eau selon la profondeur plus ou moins grande de la nappe phréatique. C'est ainsi qu'à la profondeur d'un mètre la consommation atteint 6 821 m³/ha et à la profondeur de 3 m les plantes consomment seulement 5 856 m³/ha. Les plantes cultivées sur un terrain qui a l'eau phréatique très près de la surface, à 0,5 m profondeur, font exception à cause de l'insuffisance de l'air qui empêche le dévelop-

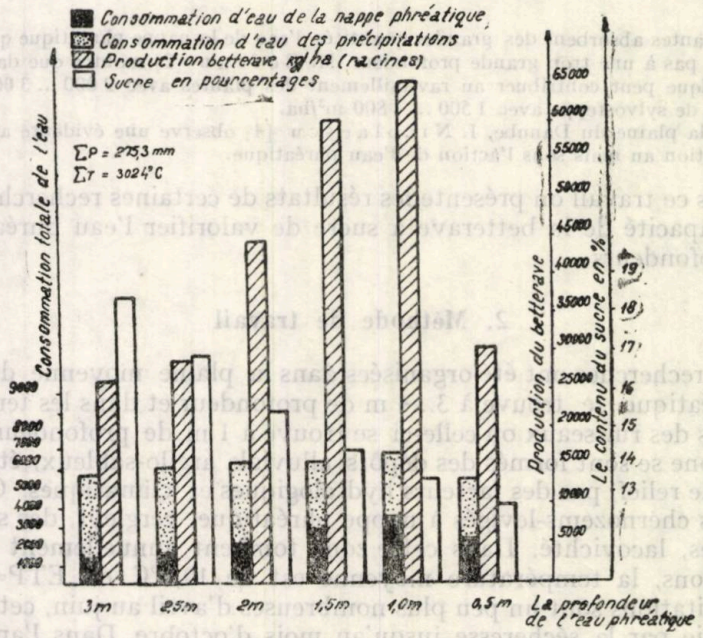


Fig. 1. — La relation entre la consommation totale d'eau (phréatique + précipitations), la production de betterave et le contenu en sucre.

pement normal des plantes, donc la production reste diminuée et la consommation de l'eau plus réduite (5 365 m³/ha). Généralement la consommation d'eau est pareille à celle signalée de M. Botzan [1] pour la zone de sylvosteppe. L'apport de l'eau phréatique à la réalisation de la récolte est réduit graduellement de 50% de la consommation totale, à 23%, au fur et à mesure que la profondeur augmente de 1,0 m à 3,0 m. Donc, l'apport phréatique enregistré dans les conditions mentionnées ci-dessus dépasse les valeurs

Tableau 1

Quelques caractéristiques du sol des lysimètres

Profondeur cm	Sable 2 ... 0,02 mm	Poussière 0,02 ... 0,002 mm	Argile 0,002 mm	D.A. g/cm³	Pt % volume	Pc % volume	Ch % poids	Co % poids	Cc % poids	pH en eau	N total %	P_2O_5 mobile %	K_2O mobile %
0 ... 20	37,09	34,75	28,16	1,46	42,0	39,6	7,4	11,1	22,5	5,95	0,20	0,17	0,12
20 ... 50	34,05	30,35	35,60	1,55	40,0	37,7	8,8	13,2	22,2	6,14	0,07	0,08	0,06
50 ... 100	33,59	27,40	39,00	1,55	39,0	36,8	8,7	13,0	21,3	6,33	—	—	—
100 ... 150	30,70	28,15	41,15	1,50	34,0	32,0	8,4	12,6	20,8	6,40	—	—	—
150 ... 200	33,35	27,35	39,30	1,50	33,0	31,2	8,7	12,3	20,5	6,35	—	—	—
200 ... 250	30,39	29,70	38,95	1,50	33,0	31,3	7,8	11,7	20,2	6,35	—	—	—
250 ... 300	33,80	27,85	38,35	1,50	32,0	30,3	7,7	11,5	20,3	6,52	—	—	—

Tableau 2

Évolution de la consommation de l'eau phréatique par les plantes de betterave à sucre à la profondeur de 0,5 et 1,0 m

Période	Nombre des jours	Profondeur de l'eau phréatique					
		0,5 m			1,0 m		
		ETR m³/ha/jour	Apport phréatique		ETR m³/ha/jour	Apport phréatique	
			m³/ha/jour	% de ETR		m³/ha/jour	% de ETR
1 IV — 10 IV	10	17	10,8	63	22	17,3	78
11 IV — 11 V	30	19	10,9	57	26	17,2	66
12 V — 21 V	10	32	11,3	35	28	17,2	61
22 V — 1 VI	11	39	10,8	27	37	17,4	47
2 VI — 11 VI	10	42	11,5	27	40	18,8	47
12 VI — 21 VI	10	38	11,9	31	42	18,3	43
22 VI — 2 VII	12	37	10,5	28	43	16,6	39
3 VII — 11 VII	9	36	12,2	34	43	17,6	41
12 VII — 21 VII	10	36	12,7	35	43	21,2	49
22 VII — 1 VIII	11	36	12,8	35	52	21,0	40
2 VIII — 11 VIII	10	37	14,4	39	47	22,0	47
12 VIII — 21 VIII	10	33	14,7	44	46	22,8	49
22 VIII — 1 IX	10	31	14,8	47	46	23,9	52
2 IX — 11 IX	10	28	15,0	53	46	22,4	49
12 IX — 24 IX	13	25	16,2	65	43	22,8	53
Total période	176	5 365	2 212,0	—	6 821	3 447,0	—
Moyenne journalière	—	30	15,5	52	39	19,6	50

Tableau 3

Évolution de la consommation de l'eau phréatique par les plantes de betterave à sucre à la profondeur de 1,5 et 2,0 m

Période	Nombre des jours	Profondeur de l'eau phréatique					
		1,5 m			2,0 m		
		ETR m³/ha/jour	Apport phréatique		ETR m³/ha/jour	Apport phréatique	
			m³/ha/jour	% de ETR		m³/ha/jour	% de ETR
1 IV — 10 IV	10	22	13,1	59	20	9,7	48
11 IV — 11 V	30	23	13,8	60	21	9,2	43
12 V — 21 V	10	28	13,7	49	26	10,6	41
22 V — 1 VI	11	37	13,7	37	35	10,8	31
2 VI — 11 VI	10	40	14,4	36	38	12,5	33
12 VI — 21 VI	10	42	15,0	35	40	12,1	30
22 VI — 2 VII	12	43	13,6	32	41	11,5	28
3 VII — 11 VII	9	43	16,2	37	41	14,5	35
12 VII — 21 VII	10	43	17,3	40	41	12,6	31
22 VII — 1 VIII	11	52	17,2	33	42	11,6	27
2 VIII — 11 VIII	10	47	18,0	38	51	12,5	24
12 VIII — 21 VIII	10	44	17,7	40	44	11,8	27
22 VIII — 1 IX	10	43	19,0	44	42	11,9	28
2 IX — 11 IX	10	43	18,0	42	42	12,1	29
12 IX — 24 IX	13	41	19,1	46	35	9,5	27
Total période	176	6 627	2 774,0	—	6 229	1 976,0	—
Moyenne journalière	—	37	15,7	41	35	11,2	32

Tableau 4

Évolution de la consommation de l'eau phréatique par les plantes de betterave à sucre à la profondeur de 2,5 et 3,0 m

Période	Nombre des jours	Profondeur de l'eau phréatique					
		2,5 m			3,0 m		
		ETR m³/ha/jour	Apport phréatique		ETR m³/ha/jour	Apport phréatique	
			m³/ha/jour	% de ETR		m³/ha/jour	% de ETR
1 IV — 10 IV	10	22	8,0	36	17	6,2	36
11 IV — 11 V	30	25	7,3	29	20	5,3	26
12 V — 21 V	10	36	7,4	25	34	5,0	15
22 V — 1 VI	11	42	7,0	16	41	5,7	14
2 VI — 11 VI	10	46	7,9	17	44	5,6	13
12 VI — 21 VI	10	37	7,7	21	40	7,6	19
22 VI — 2 VII	12	41	7,2	18	39	7,4	19
3 VII — 11 VII	9	39	8,2	21	38	8,0	21
12 VII — 21 VII	10	39	10,0	25	38	9,6	25
22 VII — 1 VIII	11	38	9,8	26	38	9,3	24
2 VIII — 11 VIII	10	41	11,0	27	40	9,4	23
12 VIII — 21 VIII	10	34	11,1	32	30	9,7	27
22 VIII — 1 IX	10	38	12,2	32	37	9,0	24
2 IX — 11 IX	10	37	13,3	36	36	9,3	26
12 IX — 24 IX	13	35	9,2	26	29	9,2	32
Total période	176	6 023	1 570,0	—	5 856	1 323,0	—
Moyenne journalière	—	34	8,9	26	33	7,5	23

indiquées par N. Moraru et ses collaborateurs [3] pour les zones arides et semiarides (selon I. A. Sarov). La profondeur la plus adéquate de l'eau phréatique est donc de 1,0...1,5 m lorsqu'on a obtenu les plus grandes récoltes de racines et de sucre. La consommation diurne en eau enregistrée dans la plaine des Criş est pareille ou, pendant l'été un peu diminuée, par rapport à celle mentionné par Gh. Sipoş [5] pour les zones du sud du pays.

En rapportant l'eau consommée au poids des racines ou à la quantité de sucre accumulée dans les racines on obtient des valeurs comprises entre 110 et 219 l/kg ou respectivement 762 et 1 216 l/kg (tableau 5). Ces données sont pareilles à celles mentionées par Z. Stănescu et Gh. Rizescu [6] de la littérature soviétique, et pour la synthèse

Tableau 5

Consommation d'eau à la betterave à sucre cultivée sur terrain à nappe phréatique aux diverses profondeurs

Profondeur de l'eau phréatique m	Production de		Consommation totale de l'eau	Coefficient de valorification de l'eau, [l/kg]	
	racines kg/ha	sucre kg/ha	m³/ha	racines	sucre
0,5	35 668	4 636	5 365	150	1 125
1,0	64 968	8 901	6 821	105	764
1,5	60 000	8 700	6 627	110	762
2,0	44 586	6 911	6 229	139	901
2,5	29 299	4 957	6 023	205	1216
3.0	26 751	4 949	5 856	219	1 183

d'un kg de sucre les plantes ont consommé plus d'eau que dans les plaines à I.C.C.P.T., Fundulea. On considère que celà s'explique par le rapport moins favorable entre les facteurs de végétation, à cause des conditions dans lesquelles on a effectué les expériences.

4. Conclusions

1. La consommation d'eau par évapotranspiration, à la betterave à sucre, varie en fonction de divers facteurs et de la profondeur de la nappe phréatique. Dans les conditions de sol et de clime de la plaine des Criş les plantes consomment 6 821 m³/ha eau, quand la nappe phréatique est à la profondeur de 1 m et diminue jusqu'à 5 856 m³/ha quand celle-ci atteint une profondeur de 3 m.

2. L'eau de la nappe phréatique participe à l'approvisionnement des plantes de betterave en quantité de 50% de la consommation totale, quand la nappe phréatique se trouve à un mètre profondeur et seulement de 23% quand cette profondeur est de 3 m.

3. Le coefficient de la valorification de l'eau est compris entre 105 l/kg racines quand la nappe phréatique est à la profondeur d'un mètre et 219 l/kg racines quand la profondeur est de 3 m. Pour la synthèse d'un kg de sucre les plantes ont consommé 762...1 216 l d'eau.

Reçue le 15 septembre 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Pédologie, Topographie
et Lutte contre l'érosion

BIBLIOGRAPHIE

1. Botzan M., *Culturi irigate*. Ed. Agrosilvică, Buc., 1966.
2. Botzan M., *Bilanțul apei în solurile irigate*. Ed. Acad. R.S.R., Buc., 1972.
3. Moraru N. et collab., *Desecarea terenurilor agricole*. Ed. Agrosilvică, Buc., 1968.
4. Nicolaescu I., *Probleme ale alimentării capilare a solului cu apă din pînza freatică (cu aplicații la Lunca Dunării)*. An. I.C.I.F.P., s. Hidroameliorații, 2 (V) (1968).
5. Sipoș Gh. et collab., *Consumul de apă și regimul de irigare la principalele culturi agricole*. Producția vegetală, 5 (1975).
6. Stănescu Z., Rizescu Gh., *Sfecla de zahăr*. Ed. Ceres, Buc., 1976.

VALORIFICAREA APEI FREATICE, DE LA DIFERITE ADÎNCIMI, DE CĂTRE SFECLA DE ZAHĂR

(Rezumat)

În Cîmpia mijlocie a Crișurilor s-a urmărit, pe teren și în lizimetre, consumul de apă la sfecla de zahăr, în funcție de adîncimea pînzei freatice. Plantele au consumat 6 821 m^3/ha apă cînd pînza freatică era situată la 1 m adîncime și 5 856 m^3/ha cînd adîncimea a fost de 3 m. Apa freatică a participat la aprovizionarea plantelor în cantitate de 50%, cînd adîncimea pînzei freatice a fost de 1 m și numai de 23% cînd adîncimea era de 3 m. Coeficientul de valorificare a apei a fost cuprins între 105 l/kg rădăcini cînd pînza freatică era la 1 m adîncime și 219 l/kg cînd adîncimea era de 3 m. Pentru sinteza unui kg de zahăr plantele consumă 762 ... 1 206 l apă.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.03

LA DÉTERMINATION DU NOMBRE DES SECTEURS SUR NIVEAU DANS LES CONSTRUCTIONS DE GRANDES PANNEAUX

PAR

I. ŞERBĂNOIU et VICTOR HAGIU

L'industrialisation des ouvrages de constructions sous tous les aspects, technique et d'organisation, permet la réalisation en temps relatif court, avec un minimum d'effort matériel et humain, un grand volume d'ouvrages. On peut discuter d'une industrialisation complète des ouvrages de constructions seulement quand les solutions techniques conçues sont accompagnées d'un projet technologique adéquat et l'exécution des ouvrages est effectuée selon des méthodes d'organisation justifiées, propres à chaque type d'ouvrage.

L'un des paramètres de base de la méthode à la file c'est le secteur de travail, défini comme une surface de l'ouvrage ou une formation de travailleurs dans le cas des ouvrages exécutés manuel ou un outillage déservi par une formation correspondante dans le cas des ouvrages mécanisés doit être exécuté, dans un temps donné, avec un certain volume d'ouvrages correspondant à un certain processus.

Tenant compte des principes généraux qui se trouvent à la base de la détermination du nombre des secteurs sur le niveau, on se propose, dans ce qui suit, de mettre en évidence une méthode de détermination du nombre des secteurs sur niveau pour l'exécution de la structure de résistance pour les blocs formés de grandes panneaux.

En considérant que le montage des éléments préfabriqués est réalisé selon la méthode complexe (Fig. 1) il résulte que la structure de résistance qui fournit la posibilité du passage d'un niveau à l'autre est la cellule matérialisée en une chambre ou un appartement. La réalisation de cette cellule de résistance correspond au processus principal — le montage des préfabriqués, qui assure des conditions normales de développement du processus suivant. L'élément constructif qui ferme la cellule c'est le plancher. Les dimensions de la cellule en plan sont matérialisées par l'écartement des axes longitudinaux et transversaux. De préférence, pour les constructions en grandes panneaux, l'écartement des axes transversaux est un paramètre peu influencé par les solutions fonctionnelles constructives.

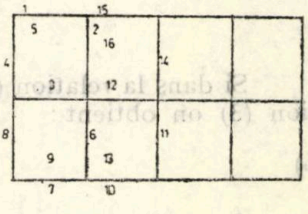


Fig. 1

On peut calculer le nombre total d'éléments préfabriqués qui forment un étage courant à l'aide de la relation :

$$P_c = n_{pas} \sum_{i=1}^{m} p_i, \tag{1}$$

où : P_c — le nombre total d'éléments préfabriqués qui correspond à un niveau courant, exprimé en pièces ; n_{pas} — le nombre de travées (l'écartement entre les axes transversals) du bâtiment ; p_i — les panneaux de la structure de l'étage pris entre deux axes transversals.

Aux bâtiments formés de grandes panneaux construits dans notre pays, d'habitude, l'écartement (la distance entre deux axes transversaux) est couvert en largeur par un seule panneau, par le plancher.

On peut considérer donc que le nombre de travées peut être égal avec le nombre de lignes de planchers dans la longueur du bâtiment, c'est-à-dire :

$$n_{pas} = n_r, \tag{2}$$

où n_r — le nombre de lignes de planchers dans la longueur du bâtiment.

La productivité quotidienne pour un programme de travail de d heures du processus principal (le montage des préfabriqués) est égal avec :

$$W_z = \frac{60dk}{d_c}, \tag{3}$$

où : W_z — la productivité quotidienne pour la réalisation du processus principal ; d — la durée de travail, [h], pendant un jour selon le calendrier de 24 heures (on peut prendre un échange à 8 ou 10 heures, deux échanges à 8 ou 10 heures ou trois échanges à 8 heures) ; 60 — le nombre de minutes d'une heure ; k — le coefficient de variations de l'utilisation du temps de travail ($k = 0{,}7...0{,}8$) ; d_c — la durée moyenne du cycle de montage d'un élément préfabriqué, [min./pièce] : on adoptera conformément aux normes en vigueur qui correspond à l'outillage à enlever qui doit être utilisé.

On peut exprimer la productivité quotidienne pour le même programme de travail à l'aide de la relation :

$$W_z = n_{pz} \sum_{i=1}^{\infty} p_i, \tag{4}$$

où : n_{pz} — le nombre de travées complètement installeés dans une journée. De la relation (4) résulte :

$$n_{pz} = \frac{W}{\sum_{i=1}^{m} p_i}. \tag{5}$$

Si dans la relation (5) on substitue la productivité W par son expression (3) on obtient :

$$n_{pz} = \frac{60dk}{d_c \sum_{i}^{\infty} p_i}. \tag{6}$$

En utilisant la relation (2) il résulte que :

$$n_{pz} = n_{rz}, \tag{7}$$

où : n_{rz} — le nombre de lignes de planchers installés pendant une journée.

Certainement que le nombre n_{rz} de lignes de planchers se matérialise dans une surface de l'étage courant A, délimitée par la largeur du bâtiment égale avec la longueur de la ligne de planchers, et une longueur L_D, la somme des travées installés dans une journée avec tous les types d'éléments préfabriqués. Cette portion de longueur L nous l'appelons *secteur de travail* et le nombre des secteurs qui correspond à une construction on détermine à l'aide de la relation :

$$n_0 = \frac{L_E}{L}, \tag{8}$$

où : n_0 —le nombre des secteurs qui, correspond à un niveau ; L_E—la longueur de l'étage ; L—la longueur de la zone assemblée pendant une journée.

Si l'on considère que $n_{pz} \approx n_{rz} \approx A \approx L_\Delta$ et $n_{\text{écartement}} \approx n_r \approx A_{\text{étage}}$, on peut déterminer le nombre de secteurs d'un étage avec la relation :

$$n_0 = \frac{n_{\text{écartement}}}{n_{pz}} = \frac{n_r}{n_{rz}}. \tag{9}$$

Reçue le 6 mai 1981

Institut Polytechnique, Jassy, Chaire d'Organisation et de Direction

DETERMINAREA NUMĂRULUI DE SECTOARE PE NIVEL LA CONSTRUCŢII DIN PANOURI MARI

(Rezumat)

Se poate vorbi de o industrializare completă a lucrărilor de construcţii numai atunci cînd soluţiile tehnice concepute sînt însoţite de un proiect tehnologic adecvat iar execuţia lucrărilor se realizează după metode de organizare bine gîndite, proprii fiecărui tip de lucrare.

Unul din parametrii de bază ai metodei în lanţ este sectorul de lucru, definit ca o suprafaţă din lucrare, unde o formaţie de muncitori, în cazul lucrărilor executate manual sau un utilaj servit de o formaţie corespunzătoare, în cazul lucrărilor mecanizate, urmează să execute într-un timp dat un anumit volum de lucrări corespunzător unui anumit proces.

Ţinînd cont de principiile generale ce stau la baza determinării numărului de sectoare pe nivel, se propune o metodă de determinare a numărului de sectoare pe nivel, pentru execuţia structurii de rezistenţă la blocurile din panouri mari.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), Fasc. 1—4 1982
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

RECENZII

BOOK REVIEWS РЕЦЕНЗИИ

GORDON PLEWES W., *Masonry Bibliography 1900—1977*. PB 295987, U. S. Department of Commerce, NTIS, 5285 Port Royal Road, Springfield VA 22161, 345 pp.

Un des plus anciens matériaux de construction, mais encore le meilleur pour réaliser les parois — la maçonnerie — connaît à présent un puissant renouveau d'intérêt qui s'explique à la fois par les besoins énormes d'habitations partout dans le monde ainsi que par les performances toujours supérieures que les nouveaux bâtiments doivent satisfaire. En réunissant une liste de 5 000 titres publiés en anglais depuis 1900 jusqu'à 1977, cette vaste bibliographie, réalisée à la demande du Conseil Canadien pour la Recherche des Maçonneries et avec le support financier de la Fondation du Canada pour la Recherche des Maçonneries, constitue déja un instrument indispensable à la recherche scientifique et technologique concernant les maçonneries de toutes sorte de même que pour ceux qui veulent approfondir leurs connaissances dans ce domaine. Le livres, les articles de revue et les prescriptions techniques ayant rapport à toutes les problèmes des maçonneries (histoire, propriétés mécaniques, déformabilité, efflorescences, isolations thermiques et acoustiques, perméabilité, résistance aux agents déstructifs, technologie de chantier, détails d'architecture, économie d'energie, etc.) sont insérés par ordre alphabétique des auteurs. La bibliographie ne comprend pas les titres ayant rapport aux problèmes de l'industrie des matériaux (ciment, céramique, chaux, blocs, etc.). Des annexes sont consacrées aux prescriptions techniques canadiennes, aux travaux de la Société Américaine pour l'Essais des Matériaux (ASTM) ainsi qu'à ceux de l'Institut Américain des Briques et l'Association Nationale du Béton et de la Maçonnerie.

A. Radu

HOLLAWAY L., *Glass Reinforced Plastics in Construction : Engineering Aspects*. Surrey University Press, Glasgow, 1978, 228 pp.

This book presents the general properties, avantages and limitations of glass reinforced polyester as loadbearing material and its structural applications, being useful for engineers, architects and students who need to acquaint themselves with the problems mentioned above.

The book is mainly helpfull to interested people because the essential aspects of the theory and use of glass reinforced polyesters (GRP) are introduced in terms that engineers and architects are familiar with. The book has been organized into nine chapters.

After an introduction to this composite material the principles of reinforcing as well as the mechanism of fibre reinforcement and material design are given in chapter 2.

In chapter 3 the components of GRP, fibres and resines, their mechanical properties and the vàrious techniques for the manufacture of glass reinforced polyesters elements are discussed. The function of the gel coat to protect the glass fibre and to provide a smooth finish for the products is then emphasized.

Chapter 4 deals with the mechanical properties of structural plastics, having in mind the major requirements needed when the loadbearing elements are designed, and also the testing methodology for plastic materials is described.

The end-use performance properties of GRP composites are analysed in chapter 5. The first part reffers to specification and quality control of civil engineering plastics, thermal and chemical properties, sound insulation, light transmission and abrasion resistance ; the second part discusses the durability of glass reinforced polyesters in relation to their mechanical and physical properties, while the third one presents the fire behaviour of plastics and the methods of imparting flame retardancy to those materials.

Chapter 6 introduces the sandwich construction made of two thin, strong, dense facings of glass reinforced polyesters and a continuous light foam core of low modulus and strength. After discussing three main rigid plastics foams used as cores in sandwich constructions, some design procedures of structural sandwiches with isotropic faces and isotropic core materials are given.

Chapter 7 presents some structural forms for use with GRP panels and structures, chosen so as to overcome the apparent lack of stiffness in the overall structure by using the geometrical virtues of load bearing elements.

Chapter 8 deals with the analysis of some complete reinforced plastics structures as well as component parts of structures.

To illustrate design procedures chapter 9 contains practical solutions of problems associated with GRP structures and components worked out in detail.

Finally, an explanatory appendix defines the more important terms used in the book.

The book is of great value to the engineers wishing to design in an new and unfamiliar field using the knowledge and experience of an well known specialist in the composite materials theory and practice.

N. Ţăranu

FRÉRET A., *Guide pratique pour la conception géométrique des routes et autoroutes* Eyrolles, Paris, 1981, 126 pp.

Cet excellent livre, qui vient s'ajouter aux nombreux titres de specialité publiés par le maison éditrice Eyrolles, se constituie dans un indispensable document d'usage pratique tant dans l'activité de la rédaction des projets routiers que pour la réalisation des travaux routiers.

Avec une capacité de synthèse particulièrement remarquable — en se servant des tableaux, d'abaques, de graphiques et des figures schématisées — le livre présente les éléments géométriques caractéristiques pour toutes les catégories des routes et d'autoroutes : routes en rase campagne, routes en montagne, routes urbaines.

Le livre est d'une grande utilité pour les techniciens routiers des divers pays compte tenu que les normes françaises, présentées dans le texte, ont servi en tant que modèle pour les normes techniques des nombreux pays, surtout celles dues aux recherches scientifiques françaises prioritaires (coordination plan profil en long, capacité des routes, etc.).

On étudie, aussi, les équipements annexes telles que la signalisation, le drainage, l'éclairage les glissières de sécurité, etc.

Par les éléments contenus concernant les routes et autoroutes urbaines, le livre est utile même pour les aménageurs (urbanistes architectes, etc.) au niveau de la conception générale des espaces à bâtir.

H. Zarojanu

* * * *Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquakes Forces.* Publication SP-63. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A., 1980, 626 pp.

The volume is the outgrowth of a symposium on the Response of Reinforced Concret Buildings Subjected to Lateral Forces, with special emphasis on mathematical modelling and experimental investigation of these structures. Both linear/elastic and nonlinear/inelastic behavior at dynamic actions has been considered.

Twenty-four papers are contained in this volume. Fourteen of the papers were presented in three symposium sessions. The symposium sessions were enriched by invited presentation of V.V. Bertero and M. A. Sozen. The symposium was organised under the sponsorship of ACI Committee 442.

The first group of eight papers deals with different aspects concerning mathematical modelling of the nonlinear behavior of structural members.

The second group of six papers deals with experimental studies of the nonlinear behavior of reinforced concrete elements.

The third group, comprising six papers, presents practical problems concerning the aseismic design of buildings.

The last four papers concerns elastic analysis of structures and structural elements subjected to earthquakes and wind actions.

The publication of this book is a result of efforts made by numerous individuals and represents a valuable contribution in the field of structural design and research for lateral forces. Investigators interested in aseismic design methods, practicing engineers dealing with reinforced concrete buildings situated in different soil conditions, academical staff and other specialists applying for a doctor degree, will find in this volume many useful informations.

L. Strat

DAVID F. W., NOLLE H., *Experimental Modelling in Engineering*. Butterworths. London–Boston–Sydney–Wellington–Durban–Toronto, 1982, 189 pp.

Experiments using models serve basically three purposes : the first is to produce numerical answers for engineering problems for which solutions are not obtainable by mathematical means ; the second is to confirm experimentally that the assumptions made in the mathematical analysis are correct ; and the third is to serve as a physical demonstration of the system behaviour.

This book presents the general principles of experimental modelling in a methodological way that will appeal both to students and engineers. The theory and procedures are clearly explained and can be applied to many different fields of technology. The text is illustrated with numerous examples from civil, mechanical and production engineering.

Chapters 1 to 4 present a compact yet comprehensive review of ideas pertaining to physical units and dimensionality and the theory of non-dimensional formulations.

In Chapter 5 the selection of variables in dimensional analysis is discussed and the application of the dual properties of mass is emphasized.

Chapter 6 and 7 deal with the essential basic issues encountered in practical modelling and the fundamental principle of similarity of physical systems. Further, in Chapter 7, a set of guidelines to procedure in modelling are developed and the subject „distorsion" is illustrated by detailed examples. Some of the commonly encountered similarity conditions covering geometric, kinematic and dynamic similarity as well as thermal and flow similarity or electromagnetic similarity are examined.

The errors and uncertainties arising from scale-dependance of physical interactions or from incomplete knowledge of understanding of the phenomenon of the system under investigation are discussed in Chapter 8.

The possibilities of the application of model testing in load bearing structures, hydroballistics, metal forming, solid mechanics, thermo-elasticity, behaviour of fluid in tanks and structures under wind load, are explored in Chapter 9. The selected examples presented in this chapter may serve also as a guide in respect of procedural matters and as a source of inspiration and ideas for new and as yet unexplored problems.

Chapter 10 provides further material for exercises of varying difficulty, covering a wide field of technological and physical situations.

The modelling conditions for input functions discussed in Chapter 7 are dealt with in greater detail in Chapter 12 ; as well, further information is given on some fundamental relationships between physical quantities used in electromagnetic system and some definitions of such physical quantities.

In Chapter 13, solutions of the proposed problems have been given, with accompanying comment, where appropiate, to enhance the teaching value of the exercise.

Each major topic has been treated in enough depth to permit the book to be used by students in Engineering or in the Science and by researches and engineers who wish to familiarize themselves in some depth with the theory and application of experimental modelling techniques.

D. Vasilescu

BEN-MENAHEM ARI, SINGH SARVA JIT, *Seismic Waves and Sources*. Springer Verlag, New York–Heidelberg–Berlin, 1981, XIX + 1108 pp.

The book is the more extensive study in the field of seismic waves and sources in the scientific literature. The material covers some 160 years in the history of seismology, starting with the equations of motion derived by N a v i e r in 1821. In selecting material out of the vast literature, the authors was guided by two principles.

First, only well established theoretical results were reported ones that had been verified by repeated observations and careful data analyses. Second, the scope of the book forced us

to concentrate our efforts on the topics that belong to the mainstream of contemporary seismology. For example, a discussion of dynamic theories of fracture was deleted for the first reason and a discussion of scattering and diffraction of seismic waves, as well as the theory of leaking modes, were excluded for the second reason.

The book gives an up-to-date, comprehensive, rigurous, and lucid account of the propagation of elastic waves in the earth. Although the main emphasis is on earthquake waves, the theories of gravity waves in water and acoustic-gravity waves in atmosphere are also included. The book is well illustrated with figures, tables, and solved examples and is made self-sufficient with the addition of several appendices, which introduce most of the mathematical tools employed. The dyadic approach is used for elegance and brievity. The material is fully indexed and a fairly comprehensive list of references is given at the end of each chapter and the end of the appendices.

Functional both as a textbook and a handbook, this work should prove useful to university students and research workers in the various branches of earth sciences, applied mathematics, theoretical physics and engineering.

V. F. Poteraşu

ROCKEY K. C., EVANS H. R., GRIFFITHS D. W., NETHENCET D. A., *Introduction à la méthode des éléments finis*. Eyrolles, Paris, 1980, 240 pp. (traduit de l'anglais par Claude G o m e z).

Cet ouvrage, rédigé par un colectif d'auteurs, ayant à la base des leçons présentées par ceux-ci à l'occasion des cours organisés par l'University College de Cardiff pour des ingénieurs venant d'horizons variés et de différents pays, représente, comme d'ailleurs son titre le montre, une introduction à la méthode des éléments finis. Le but était de faire accessible, à un plus grand nombre des ingénieurs, cette méthode moderne et efficace d'analyse pour une grande classe de problèmes du champ, qu'on peut rencontrer en pratique.

Donc, ce livre s'adresse à ceux qui n'ont aucune expérience de cette méthode et qui, bien qu'utilisant quelques programmes pour la résolution des cas particuliers, sont étrangers à ses bases théoriques.

Le contenu du livre est présenté d'une manière simple, très claire et dans une succesion logique et graduelle des problèmes. On commence par l'analyse matricielle des structures treillis. On passe ensuite à l'analyse des structures continues, accompagnée de l'établissement des matrices de rigidité pour un grand nombre d'éléments finis. En final sont traités des sujets plus avancés et sont donnés nombre de compléments.

C'est pour cela que cet ouvrage représente l'une des plus accessibles présentations de la méthode des éléments finis.

Le sommaire comprend : Concepts de base. Le concept d'analyse des rigidités. Éléments finis de poutre. Éléments finis pour des structures continues. Éléments finis triangulaires pour l'étude de l'élasticité plane. Éléments finis rectangulaires pour l'étude de l'élasticité plane. Éléments finis rectangulaires pour l'étude de la flexion des plaques. Étude des plaques pliées, des poutrres en caisson et des coques à l'aide des éléments rectangulaires. Structures continues à symétrie axiale. Programmation. Éléments finis triangulaires pour l'étude de la flexion des plaques. Compléments.

M. Diaconu